



**Universidade de Aveiro**

Departamento de Engenharia Civil

**2008**

**JOAQUIM JOSÉ  
LEITÃO SILVA  
ABRANTES**

**REFORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS  
MOLES**



**Universidade de Aveiro**

Departamento de Engenharia Civil

**2008**

**JOAQUIM JOSÉ  
LEITÃO SILVA  
ABRANTES**

## **REFORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Dra. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à minha esposa Márcia Cunha e ao meu filho José Pedro pela força que me transmitem.

**o júri**  
presidente

**Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim**  
professor associado da Universidade de Aveiro

**Prof.<sup>a</sup> Doutora Maria Isabel Moita Pinto**  
professora auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da  
Universidade de Coimbra

**Prof.<sup>a</sup> Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes**  
professora auxiliar da Universidade de Aveiro

## **agradecimentos**

Quero agradecer à professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, orientadora desta dissertação que foi incansável no apoio e no transmitir de conhecimentos, indispensáveis para a realização desta dissertação. Fez o possível e o impossível para que este trabalho tivesse o melhor resultado.

Agradeço ao professor Fernando Alcino Borges Bonito, por todo o apoio, toda a dedicação e tempo que sempre disponibilizou para me ajudar a levar a bom porto este trabalho.

Quero agradecer ao colega, Engº. Nuno Ramos, pela realização dos ensaios de caracterização do solo.

Agradeço à minha colega e irmã, Ana Catarina Leitão Silva Abrantes, pela ajuda e apoio que me prestou durante a realização da dissertação.

Agradeço à minha família, em especial à minha esposa e ao meu filho, pelo simples facto de existirem.

A todos o meu muito obrigado.

**Palavras-chave**

Solos moles, aterros, consolidação, reforço, geossintético.

**Resumo**

Diversos problemas estão associados à construção de aterros sobre solos moles. Estes relacionam-se, por um lado, à estabilidade do próprio aterro a curto prazo e, por outro, à lenta dissipação dos excessos de pressão neutra gerados.

Neste trabalho é estudado o comportamento de aterros realizados sobre solos moles. É frequente estes aterros necessitarem de reforço na base, que deve ser dimensionado de forma adequada. Além do mais, é importante para a estabilidade de aterros sobre solos moles considerar a questão da consolidação do solo, necessitando esta, muitas vezes, de ser acelerada.

São apresentadas metodologias de dimensionamento dos sistemas de reforço destas estruturas, aplicadas a um caso prático.

Foram realizados ensaios edométricos para caracterização do solo mole considerado. Foram aplicadas metodologias tradicionais para o estudo da consolidação de solos moles. Por último, foi feita a modelação numérica do problema estudado e da solução implementada, recorrendo ao método dos elementos finitos.

**Keywords**

Soft soil, embankments, consolidation, reinforcement, geosynthetics.

**Abstract**

There are several problems associated with the construction of embankments on soft soil. These relate, on one hand, with the stability of the landfill in the short term and, on the other hand, with the slow dissipation of the excess pore pressure generated.

The behavior of embankments on soft soil was studied. It is common that these embankments need to be reinforced on the base, which must be designed in an appropriate way. Moreover, it is important for the stability of embankments on soft soils to consider the issue of consolidation, which in many cases needs to be accelerated.

In this work some methods for the design of the reinforcement of the base of embankments built on soft soils are presented and some are applied to a case study.

Some oedometer tests were carried out, to characterize the soft soil considered. To study the consolidation of the soil, after the construction of the embankment, traditional methods were used. Finally, the numerical modeling of the studied problem and of the solution implemented were carried out using finite element analysis.

## ÍNDICE

<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>10</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS .....</b>	<b>16</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>17</b>
<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>20</b>
<b>CAPÍTULO 1 - REFORÇO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES .....</b>	<b>21</b>
1.1 – DRENAGEM E CONSOLIDAÇÃO DE ATERROS EM SOLOS MOLES.....	21
1.1.1 – Considerações Gerais .....	21
1.1.2 – Consolidação de Aterros em Solos Moles .....	23
1.1.3 – Sobreconsolidação .....	27
1.1.4 – Hipóteses da Teoria da Consolidação de Terzaghi.....	28
1.1.5 – Carregamento de Estratos Não Confinados de Argila .....	29
1.1.6 – Consolidação Secular .....	32
1.2 – SOLUÇÕES PARA DRENAGEM E CONSOLIDAÇÃO .....	34
1.2.1 – Considerações Gerais .....	34
1.2.2 – Técnicas de Drenagem.....	37
1.2.3 – Aceleração da Consolidação .....	38
1.3 – PROBLEMAS ASSOCIADOS À CONSTRUÇÃO DE ATERROS EM SOLOS MOLES ...	43
1.3.1 – Considerações Gerais .....	43
1.3.2 – Estabilidade do Aterro .....	44
1.3.2.1 – Considerações Gerais .....	44
1.3.2.2 - Métodos de Análise da Estabilidade .....	46
1.3.2.3 - Estabilidade de Fundação .....	46
1.3.2.4 Estabilidade Interna .....	49
1.3.2.5 - Estabilidade Global .....	51
1.4 – DIMENSIONAMENTO DE ATERROS EM SOLOS MOLES .....	64
1.4.1 – Considerações Gerais .....	64
1.4.2 – Fases de Dimensionamento.....	66
1.4.3 – Considerações Finais.....	71
<b>CAPÍTULO 2 – MODELAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>73</b>
2.1 – INTRODUÇÃO.....	73
2.2 – ENSAIOS LABORATORIAIS PARA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS.....	73
2.2.1 – Ensaio Edométrico .....	74
2.2.2 – Ensaio Triaxial Não Drenado ( $CK_0U$ ) .....	80
2.2.3 – Caracterização Laboratorial .....	84
2.2.3.1 – Análise Granulométrica.....	84
2.2.3.2 – Limites de Consistência .....	86
2.2.3.3 – Ensaio Triaxial.....	87
2.2.3.4 – Ensaio Edométrico.....	90
2.2.4 – Exercício Teórico .....	97



2.2.4.1 - Introdução .....	97
2.2.4.2 – Resultados Obtidos .....	98
2.3 – FASES DA MODELAÇÃO NUMÉRICA .....	111
2.3.1 – Características do Solo do Perfil Geológico Utilizado na Modelação Numérica.....	111
2.3.2 - Introdução ao programa de cálculo de elementos finitos, PLAXIS.....	112
2.3.3 – Diferentes Etapas de Cálculo .....	115
2.3.3.1 – Etapa 1 .....	115
2.3.3.2 – Etapa 2.....	116
2.3.4 – Resultados Obtidos com o PLAXIS 8.2 .....	117
2.3.4.1 – Análise dos Resultados da Etapa 1. ....	117
2.3.4.2 – Análise dos Resultados da Etapa 2. ....	123
2.3.5 – Análise da Solução de Reforço da Base do Aterro.....	130
2.3.5.1 – Introdução.....	130
2.3.5.2 – Reforço da Base do Aterro com uma Geogrelha, GGR.....	131
2.3.5.3 – Reforço da Base do Aterro com um Geotêxtil, GTX.....	141
2.3.5.4 – Reforço da Base do Aterro com um Geocompósito de Reforço GCR.....	143
2.3.5.5 – Análise Comparativa.....	146
<b>CAPÍTULO 3 – COMENTÁRIOS FINAIS.....</b>	<b>147</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>149</b>

## Índice de Figuras

Figura 1 - A dupla camada eléctrica numa partícula de argila [Fernandes (2006)].	22
Figura 2 - Analogia de Terzaghi para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos confinados de argila [Fernandes (2006)].	24
Figura 3 - Carregamento de um estrato confinado de argila: a) condições do maciço e do carregamento; b) evolução com o tempo do estado de tensão num ponto genérico do estrato de argila; c) evolução com o tempo dos assentamentos da superfície do terreno [Fernandes (2006)].	26
Figura 4 - Carregamentos não confinados de estratos de argila: a) aterro para obra viária com grande desenvolvimento longitudinal; b) depósito cilíndrico para armazenamento de água ou combustíveis [Fernandes (2006)].	30
Figura 5 - Generalização da analogia de Terzaghi para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos não confinados de argila [Fernandes (2006)].	31
Figura 6 - Efeito da consolidação secundária na curva de compressibilidade de uma argila - fenómeno da falsa sobreconsolidação [Fernandes (2006)].	34
Figura 7 - Exemplos de drenagem utilizando geossintéticos [giroud et al. (1985)].	36
Figura 8 - Método de electro - osmose [Borges (1995)].	38
Figura 9 - Aceleração da consolidação por meio de pré-carga: a) carregamentos com a sobrecarga definitiva e, com esta adicionada, da temporária e evolução no tempo dos respectivos assentamentos, caso tais carregamentos prevalecessem o tempo suficiente para a consolidação se processar (em ambos os casos); b) carregamento	

efectivamente processado e evolução pretendida do assentamento por consolidação [Fernandes (2006)]. .....	41
Figura 10 – Dispositivo de drenagem: drenos verticais [Borges (1995)]. .....	42
Figura 11 - Classes de rotura de aterros sobre solos moles [Moraes (2002)]. .....	44
Figura 12 – Factor de capacidade de carga ( $N_c$ ): (a) resistência não-drenada ( $S_u$ ) crescente linearmente com a profundidade; (b) resistência não-drenada ( $S_{uo}$ ) uniforme, porém com profundidade ( $D$ ) limitada por uma camada resistente [Moraes (2002)]. .....	47
Figura 13 - Análise de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles baseada em soluções da teoria da plasticidade: (a) resistência crescente com a profundidade; (b) resistência constante com a profundidade [Moraes (2002)]. .....	49
Figura 14 - Direcção da força actuante no reforço em relação à superfície de rotura [Holtz, Christopher e Berg (1998)]. .....	51
Figura 15 – Método de Low et al. (1990) [Moraes (2002)]. .....	52
Figura 16 – Número de estabilidade para um aterro reforçado (modificado de Low e tal.,1990) [Moraes (2002)]. .....	53
Figura 17 - Número de estabilidade para um aterro não reforçado (modificado de Low e tal.,1989) [Moraes (2002)]. .....	54
Figura 18 – Método misto de Jewell [Moraes (2002)]. .....	54
Figura 19 – Ábacos de Milligan e Busbridge [Moraes (2002)]. .....	57
Figura 20 – Método de Kaniraj (1994) [Moraes (2002)]. .....	58
Figura 21 – Método das cunhas: análise tradicional [Moraes (2002)]. .....	60
Figura 22 – Método de JEWELL (1996), solução analítica [Moraes (2002)]. .....	61

Figura 23 – Deformação compatível, $\epsilon_a$ , versus parâmetro adimensional, $\Omega$ (após Rowe e Soderman(1985) apud Sharma (1994) [Moraes (2002)]).	64
Figura 24 – Reforço requerido para limitar a expansão lateral do aterro. a) Reforço do aterro ao deslizamento; Rotura do reforço e deslizamento do aterro no solo de fundação [Bonaparte e Christopher (1987)].	69
Figura 25 – Esquema do equipamento para o ensaio edométrico. a) anel fixo; b) anel móvel [2].	75
Figura 26 - Parâmetros que definem a compressibilidade do solo: a) diagrama $\log(\sigma'_v) - e$ ; b) diagrama $\sigma'_v - e$ ; c) diagrama $\sigma'_v - \epsilon_{vol}$ [Fernandes (2006)].	79
Figura 27 - Equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial [Fernandes (2006)].	80
Figura 28 - Forças aplicadas à amostra de solo durante o ensaio triaxial não-drenado.	81
Figura 29 – Etapas do ensaio triaxial não drenado [Fernandes (2006)].	83
Figura 30 – Curva de distribuição granulométrica da amostra.	85
Figura 31 – Limite de liquidez pelo método Concha de Casagrande.	86
Figura 32 – Diagrama $s' - t$ para os três provetes submetidos ao ensaio axial.	89
Figura 33 - Cálculo do coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ), pelo Método de Taylor, para o escalão de carga 50 – 100 kPa.	93
Figura 34 – Gráfico da variação do índice de vazios ( $e$ ) em função de $\log \sigma'_v$ .	94
Figura 35 - Esquema do perfil geológico em estudo.	99

Figura 36 - Gráfico factor tempo - grau de consolidação médio [Fernandes (2006)].....	102
Figura 37 – Distribuição em profundidade das tensões no solo antes da construção do aterro, isto é, no repouso. ....	105
Figura 38 – Distribuição em profundidade das tensões no solo, imediatamente após a construção do aterro. ....	106
Figura 39 – Distribuição em profundidade das tensões no solo imediatamente no final da consolidação. ....	108
Figura 40 – Solução da equação de consolidação para o caso de dupla fronteira drenante e excesso de pressão neutra inicial constante ao longo da espessura do estrato [Fernandes (2006)]..	109
Figura 41 – Distribuição em profundidade das tensões no solo seis meses após a construção do aterro. ....	110
Figura 42 – Perfil geológico a estudar. ....	111
Figura 43 - Geometria do perfil geológico .....	113
Figura 44 – Perfil geológico com camadas de solo identificadas e com as condições fronteira assinaladas. ....	113
Figura 45 – Estado inicial do perfil geológico.....	114
Figura 46 – Definição do ponto A (0,00; 4,00) no perfil geológico..	117
Figura 47 – Valores da tensão neutra no momento de construção do aterro, na etapa 1 de cálculo.....	118
Figura 48 – Valores da tensão neutra 6 meses após a construção do aterro, na etapa 1 de cálculo.....	119
Figura 49 – Valores do excesso de pressão neutra, em função do tempo, das três fases, no ponto A (0,00;4,00) do perfil geológico, ao longo de 6 meses, na etapa 1 de cálculo. ....	120
Figura 50 – Valores dos assentamentos no ponto A, em função do tempo, durante a etapa 1.....	122
Figura 51 – Deformada do perfil geológico ao longo de 6 meses, na etapa 1 de cálculo.....	123

Figura 52 – Valores da tensão neutra, no momento de construção da 1ª parte do aterro, na etapa 2 de cálculo.....	124
Figura 53 – Valores da tensão neutra no fim da fase 2, no cálculo da etapa 2. ....	125
Figura 54 – Valores da tensão neutra na fase 3, para a etapa 2 de cálculo.....	126
Figura 55 – Valores da tensão neutra, no perfil geológico, no fim da fase 4, para a etapa 2 de cálculo.....	127
Figura 56 – Valores da tensão neutra na fase 5, no perfil geológico, para a etapa 2 de cálculo. ....	128
Figura 57 – Variação dos assentamentos, em metros, no ponto A (0,00;0,40) do solo argiloso, durante as 5 fases da etapa 2, em função do tempo, em dias. ....	129
Figura 58 – Deformada do perfil geológico ao longo de 6 meses de consolidação, na etapa 2 de cálculo.....	130
Figura 59 – Perfil geológico com reforço da base do aterro com reforço em geossintético.....	131
Figura 60 – Geogrelha do tipo TENAX LBO 440 SAMP .....	132
Figura 61 – Deformada do perfil geológico, sem reforço na base do aterro, ao longo de 6 meses de consolidação. ....	133
Figura 62 – Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro não reforçada, ao fim de 6 meses de consolidação. ....	134
Figura 63 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro não reforçada, ao fim de 6 meses de consolidação. ....	134
Figura 64 – Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com a GGR com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação. ....	136

Figura 65 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com a GGR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	137
Figura 66 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com a GGR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	137
Figura 67 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com tenax SS40 com comportamento elasto - plástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	139
Figura 68 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com tenax SS40 com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	139
Figura 69 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com tenax SS40 com comportamento elasto - plástico, ao longo de 6 meses de consolidação.....	140
Figura 70 – Variação dos assentamentos, em função do tempo, no ponto A (0.00 ; 4.00), até uma pressão neutra mínima de 1kPa no perfil geológico. ....	141
Figura 71 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com o GTX com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação. ....	142
Figura 72 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com o GTX com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	143
Figura 73 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com GCR com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação. ....	144
Figura 74 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com GCR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.....	145

## Índice de tabelas

Tabela 1 – Valores do braço $L_a$ [Moraes (2002)]. .....	59
Tabela 2 – Composição granulométrica da amostra. ....	85
Tabela 3 – Descrição da amostra para determinação do limite de liquidez.....	86
Tabela 4 - Descrição da amostra para determinação do limite de plasticidade.....	87
Tabela 5 – Resistência não drenada.....	88
Tabela 6 – Pontos ( $s'$ ; $t_{máx}$ ).....	89
Tabela 7 – Dados iniciais do provete usado no ensaio edométrico..	90
Tabela 8 – Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação [Fernandes (2006)]. .....	100
Tabela 9 – Valores de $I_s$ considerando um meio elástico como fronteira rígida à profundidade $H$ [Fernandes (2006)].....	101
Tabela 10 – Tensões no solo em condições de repouso.....	104
Tabela 11 – Tensões no solo imediatamente depois da construção do aterro. ....	106
Tabela 12 – Tensões no solo no final da consolidação. ....	107
Tabela 13 – Tensões no solo seis meses após a construção do aterro .....	110
Tabela 14 – Características dos solos do perfil geológico a considerar. ....	112
Tabela 15 – Comparação dos valores das deformações e dos deslocamentos para a situação de aterro sem reforço, reforçado com GGR, ou GTX, ou GCR. Valores retirados do PLAXIS 8.2.....	146



## Lista de Símbolos

- $\alpha$  – ângulo que define a inclinação da linha  $k_f$ .
- $\alpha$  – compressibilidade do esqueleto sólido do solo.
- $\beta$  – compressibilidade da água.
- $\Delta\sigma'_v$  – acréscimo da tensão efectiva vertical.
- $\Delta e$  – variação do índice de vazios.
- $\Delta h$  – variação da altura da amostra.
- $\Delta q_s$  – acréscimo de carga associado à construção do aterro.
- $\varepsilon_{vol}$  – variação volumétrica.
- $\phi$  – ângulo de atrito do solo.
- $\phi'$  – ângulo de atrito efectivo do solo.
- $\gamma_{sat,0}$  – peso volúmico saturado inicial do solo.
- $\gamma_w$  – peso volúmico da água: 9,81 kN/m<sup>3</sup>.
- $\varphi$  – inclinação da envolvente de rotura.
- $\sigma$  – tensão normal total.
- $\sigma'_0$  – tensão efectiva inicial do solo.
- $\sigma'_{v0}$  – tensão efectiva vertical inicial do solo.
- $\sigma'_p$  – tensão de pré-consolidação do solo.
- $\sigma_3$  – pressão radial.
- $\sigma_1$  – pressão axial.
- $\sigma_{vf}$  – tensão vertical na rotura.
- $\tau$  – tensão tangencial ou de corte.
- $\tau_{vf}$  – tensão de corte num plano vertical na rotura.
- $\nu$  – coeficiente de Poisson.
- $A$  – secção transversal do dreno.
- $a$  – ordenada na origem da linha  $k_f$ .
- $\alpha_v$  – coeficiente de compressibilidade.
- $B$  – largura da área carregada à superfície.
- $c$  – coesão do solo.
- $c'$  – coesão efectiva do solo.

$c_c$  – índice de compressibilidade do solo.  
 $c_h$  – coeficiente de consolidação radial.  
 $c_r$  – índice de recompressibilidade do solo.  
 $c_u$  – resistência não drenada.  
 $c_v$  – coeficiente de consolidação vertical.  
 $E$  – módulo edométrico.  
 $E$  – módulo de Young ou módulo de deformabilidade.  
 $e_0$  – índice de vazios inicial.  
 $e_i$  – índice de vazios em cada escalão de carga.  
 $G_s$  – densidade das partículas de solo.  
 $H$  – máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação.  
 $h_0$  – altura inicial da amostra de solo.  
 $h_0$  – espessura do estrato de argila.  
 $h_{f,i}$  – espessura da amostra no final de cada escalão de carga.  
 $h_s$  – fracção da altura da amostra correspondente à parte sólida do solo.  
 $i$  – gradiente hidráulico.  
 $l_s$  – parâmetro adimensional.  
 $k$  – coeficiente de permeabilidade.  
 $K_i$  – coeficiente de permeabilidade na direcção  $i$ .  
 $m_h$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica radial.  
 $m_v$  – coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical.  
 $n$  – porosidade do solo.  
 $n$  – razão dos raios.  
 $OCR$  – “overconsolidation ratio”, grau de sobreconsolidação do solo.  
 $q$  – aumento ou decréscimo de água.  
 $Q$  – volume de água por unidade de tempo.  
 $s'$  – semi-soma das maior e menor tensões efectivas principais.  
 $s_c$  – Assentamento por consolidação.  
 $s_c(t)$  – assentamento por consolidação num dado instante  $(t)$ .

$s_{f,i}$  – assentamento da amostra de solo no final de cada escalão de carga.  
 $s_i$  – assentamento do provete de solo no instante  $i$ .  
 $S_s$  – coeficiente de armazenamento.  
 $t$  – número de anos correspondentes ao grau de consolidação médio.  
 $t$  – tensão deviatória (semidiferença da maior e da menor tensão principal).  
 $t_{máx}$  – tensão deviatória máxima.  
 $T_{50}$  – factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%.  
 $t_{50}$  – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.  
 $T_{90}$  – factor tempo correspondente ao grau de consolidação médio ( $\bar{U}$ ) de 90%.  
 $t_{90}$  – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.  
 $T_R$  – factor tempo radial.  
 $T_V$  – factor tempo vertical.  
 $u$  – tensão nos poros do solo (poro-pressão).  
 $\bar{U}_R$  – grau de consolidação médio radial.  
 $\bar{U}(t)$  – grau de consolidação médio num dado instante  $t$ .  
 $\bar{U}_z$  – grau de consolidação médio vertical.  
 $U_z(t)$  – grau de consolidação médio vertical num dado instante  $t$ .  
 $v$  – velocidade de percolação da água.  
 $w_0$  – teor em água inicial.  
 $z$  – ponto médio do estrato de argila (corresponde a metade da altura do provete de solo).

## **INTRODUÇÃO**

Como consequência de um aumento da urbanização e da industrialização, tornou-se necessário ocupar locais cujos maciços para fundação de diversas estruturas de Engenharia apresentam fracas características geotécnicas. São, geralmente, zonas geológicas muito recentes, nomeadamente em vales aluvionares no litoral dos continentes.

A construção de infra-estruturas de vias de comunicação sobre solos argilosos moles tem vindo a crescer, tendo em conta razões económicas e vários condicionalismos, tais como: a ordenação urbanística, a preservação de áreas agrícolas, ou espaços verdes em zonas ecológicas protegidas.

Os solos argilosos moles são caracterizados pela sua baixa resistência, uma compressibilidade muito acentuada (devido ao teor em água e índice de vazios muito elevados) e uma permeabilidade muito baixa, o que leva a que a expulsão de água seja tipicamente muito demorada, originando que os assentamentos da superfície do terreno ocorram por períodos de tempo muito dilatados. Estas características dificultam as construções, tornando necessário adoptar técnicas que permitam ultrapassar essas dificuldades, através da redução da compressibilidade e do aumento da permeabilidade do solo. As técnicas mais frequentes e, algumas já consideradas clássicas, são a drenagem, a aceleração da consolidação, a cimentação e o reforço.

No decurso do Capítulo 1 estas técnicas, em especial a do reforço de aterros sobre solos moles, são explicadas em pormenor.

## **CAPÍTULO 1 - Reforço de aterros sobre solos moles**

### **1.1 – Drenagem e Consolidação de aterros em solos moles**

#### **1.1.1 – Considerações Gerais**

A formação dos solos moles, vulgarmente designados por argilas moles, é influenciada pela natureza das partículas que o constituem e a forma como estas interagem com a água existente no meio ambiente.

Uma grande percentagem de moléculas que constituem o solo encontra-se junto da respectiva superfície, em contacto com o exterior. O arranjo dos átomos nessas moléculas confere às partículas cargas eléctricas negativas nas faces e cargas eléctricas positivas nos bordos, predominando as cargas negativas.

Segundo Fernandes (2006), as partículas de argilas interagem por meio de forças de natureza eléctrica, com o exterior, atraindo iões positivos de sais dissolvidos na água, bem como moléculas de água. As moléculas de água mais próximas da superfície das partículas de argila encontram-se praticamente em estado sólido, uma vez que estão sujeitas a tensões elevadíssimas, designando-se essa água por água adsorvida. As partículas ficam electricamente neutralizadas depois de atraírem várias camadas de moléculas de água e iões positivos.

Na Figura 1, representam-se as cargas eléctricas sediadas na superfície da partícula e as que se encontram na periferia da mesma. O seu conjunto designa-se por dupla camada eléctrica.

Este autor salienta ainda que existem outras forças de natureza eléctrica, as chamadas forças atractivas de Van der Waals, que se desenvolvem entre as moléculas de partículas vizinhas.

No interior dos solos moles, as partículas vão adoptar posicionamentos para que, em cada ponto, haja equilíbrio entre as forças atractivas, forças repulsivas e forças gravíticas.

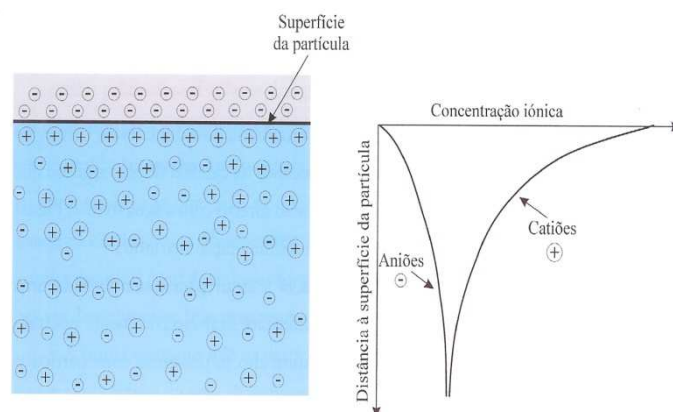


Figura 1 - A dupla camada eléctrica numa partícula de argila [Fernandes (2006)].

Na sua origem os solos moles, em termos geológicos, apresentam uma consistência muito baixa, devido a estarem em contacto com grandes quantidades de água. As partículas do solo, nestas condições, vão atrair para a sua periferia uma grande quantidade de moléculas de água e iões salinos, até ficarem electricamente neutralizados. O solo assume um teor em água muito elevado, as distâncias entre partículas são grandes e o balanço entre forças atractivas e repulsivas é baixo.

O carregamento do solo por períodos muito prolongados, por novas camadas sedimentares, é o mecanismo que a natureza utiliza para melhorar sedimentos argilosos recentes. O peso das novas camadas vai adicionar-se às forças atractivas, forçando uma rearrumação do esqueleto sólido do solo, levando à expulsão de água dos poros do solo. Assim, dá-se uma redução progressiva do teor em água e do índice de vazios. Este processo designa-se por consolidação.

Fernandes (2006) refere que com a redução do teor em água no solo, muitas das assimetrias eléctricas da superfície de uma partícula não podem ser neutralizadas apenas por cations e dipolos de água que lhe estão mais próximos, atraindo assim os que estão na órbita de partículas vizinhas. A relação entre forças atractivas e repulsivas estabelece-se em

menores distâncias entre partículas, o que implica uma força de grandeza mais elevada e, conseqüentemente, o solo ganha mais consistência.

### **1.1.2 – Consolidação de Aterros em Solos Moles**

Quando uma acção é aplicada num solo saturado, a distribuição de pressões neutras resultantes possui gradientes que determinam a existência de um campo de velocidades relativas entre diferentes zonas do maciço. Estabelecem-se condições iniciais de um processo transitório de escoamento, ao qual estão associadas transferências de carga da água para o esqueleto sólido, isto é, uma transferência de pressões neutras para tensões efectivas. Assim, até se atingir um regime permanente, o comportamento da massa de solo é condicionado pela variação dos campos de tensões (totais, efectivas e neutras), de deformações e de deslocamentos. A teoria matemática que descreve a dissipação dos excessos de pressões neutras (positivos ou negativos) e a deformação do solo que lhe está associada é designada por teoria da consolidação.

Em solos moles, muito compressíveis e de baixa permeabilidade, o estudo dos fenómenos de consolidação reveste-se de particular importância, uma vez que o tempo necessário para se atingir o regime permanente é, em regra, muito elevado e obriga à consideração da existência de interacção entre um líquido intersticial em escoamento variável, por um lado, e um esqueleto sólido experimentando sucessivos estados de deformação à medida que varia o campo de tensões efectivas, por outro.

Em 1943, Terzaghi, propôs um modelo analógico para explicar as deformações diferidas no tempo dos solos moles carregados em condições confinadas, que consistia num reservatório cilíndrico de

paredes rígidas, com um êmbolo em forma de disco ligado à base por uma mola, no qual existe um orifício estreito (Fernandes 2006).

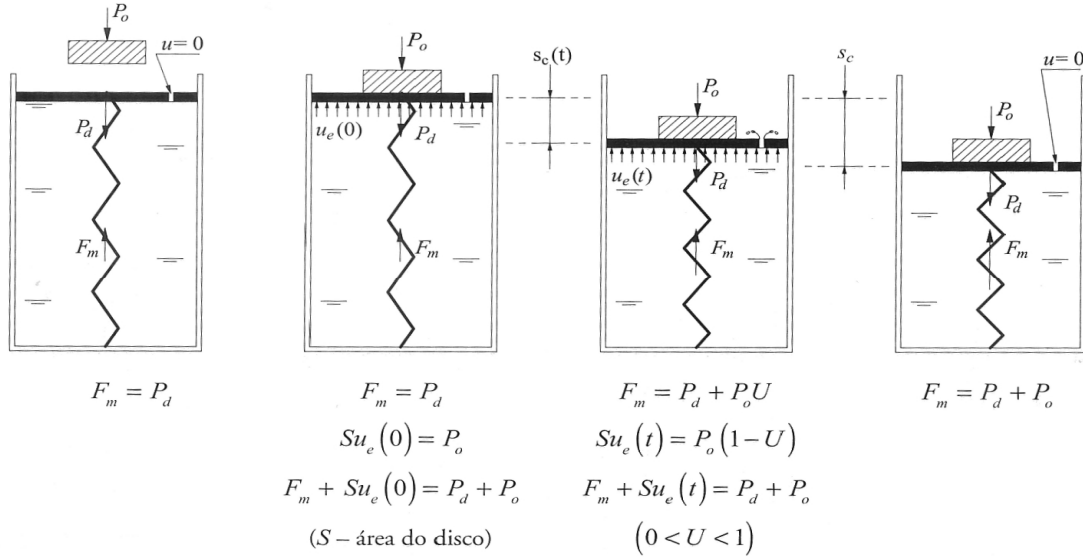


Figura 2 - Analogia de Terzaghi para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos confinados de argila [Fernandes (2006)].

Numa situação inicial, a força na mola equilibra o peso do disco  $P_o$ , tendo sido introduzida água no reservatório até a superfície desta coincidir com a base do disco.

Um objecto é pousado sobre o disco repentinamente e a força da mola não varia, porque o respectivo comprimento ainda não se alterou. Isto acontece porque o peso do objecto,  $P$ , será então suportado pela água, na qual se desenvolve uma sobrepressão,  $u_e(0)$ . O produto da sobrepressão pela área do disco é igual ao peso do objecto.

A sobrepressão vai fazer com que a água saia através do orifício, permitindo a descida do disco, o encurtamento da mola e, logo, o crescimento da força nesta mobilizada.

Num instante,  $t$ , posterior, o peso do objecto será equilibrado, em conjunto, pela água e pela mola. A fracção daquele peso suportada pela



mola,  $U$ , cresce, assim, progressivamente durante o processo de descida do disco, atingindo os 100% quando a pressão da água sob o disco retoma o valor da pressão atmosférica.

A água deixa de se escoar através do orifício e atinge-se o equilíbrio.

Este modelo é muito útil para se compreender o que acontece quando um estrato confinado de argila é carregado rapidamente à superfície.

Suponhamos um maciço argiloso carregado à superfície por uma sobrecarga uniforme distribuída numa área infinita, ou seja, um estrato de argila confinado.

A evolução, no tempo, da tensão total e efectiva vertical e da pressão neutra num ponto genérico do estrato de argila, está representada na Figura 3.

No instante do carregamento ( $t=0$ ) vai ocorrer um assentamento imediato, associado à deformação volumétrica das camadas altamente permeáveis, mas, nas camadas cuja permeabilidade é várias ordens de grandeza inferior, ainda não se dá o assentamento (Fernandes 2006).

Nesse instante, a deformação volumétrica da argila é nula, então a tensão efectiva nela instalada ainda não se alterou, resultando que o incremento da tensão vertical acarretou, instantaneamente, um incremento de igual valor da pressão na água dos poros, que se designa por excesso de pressão neutra.

A água vai sendo expulsa da argila e dá-se uma deformação volumétrica, com um assentamento da superfície do terreno crescente, aumentando a tensão efectiva e com decréscimo da pressão neutra. Este processo, diferido no tempo, de dissipação do excesso de pressão neutra, com transferência progressiva do incremento de tensão total da fase líquida para a fase sólida do solo, designa-se por consolidação.

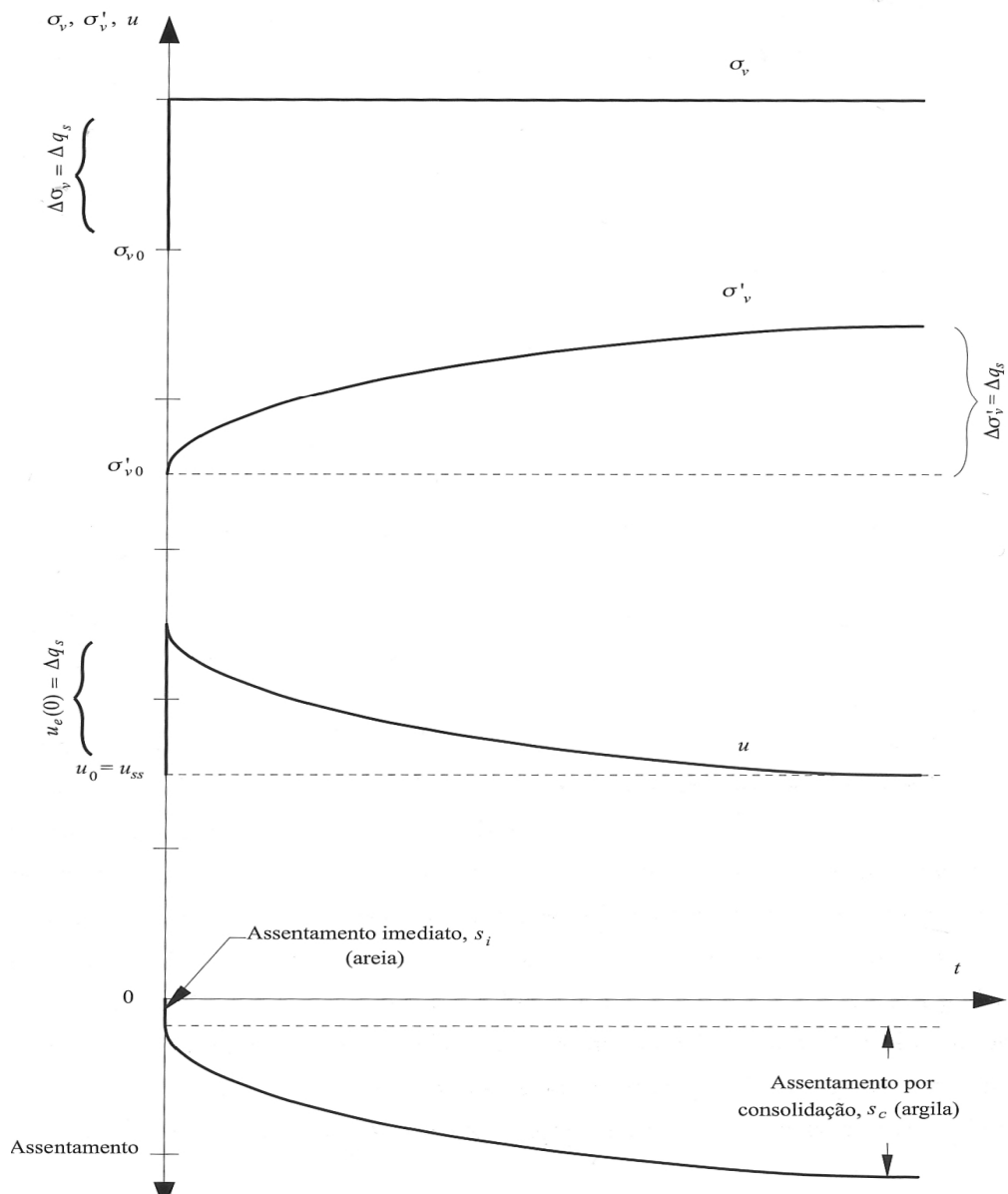


Figura 3 - Carregamento de um estrato confinado de argila: a) condições do maciço e do carregamento; b) evolução com o tempo do estado de tensão num ponto genérico do estrato de argila; c) evolução com o tempo dos assentamentos da superfície do terreno [Fernandes (2006)].

Segundo Fernandes (2006), a velocidade com que se processa a dissipação do excesso de pressão neutra depende, essencialmente, de três aspectos:

- permeabilidade da argila;
- espessura do estrato de argila;
- condições de drenagem nas fronteiras do estrato.

### **1.1.3 - Sobreconsolidação**

Os maciços argilosos podem assumir teores em água muito elevados, logo, elevados índices de vazios.

A melhoria das características mecânicas do solo dá-se quando os solos são carregados e sofrem profundas alterações do arranjo estrutural. Neste caso, há uma redução da deformabilidade e um aumento da sua resistência.

A sobreconsolidação existe quando, por exemplo, na Natureza, o peso dos sedimentos sobre uma dada camada é removido total ou parcialmente. As transformações estruturais associadas ao carregamento anterior ficam, em grande parte, preservadas, isto é, após a descarga do solo, dá-se a recuperação de uma parcela muito pequena da redução do índice de vazios provocada pelo carregamento anterior.

Um solo nas condições de sobreconsolidação tem tendência, quando carregado por tensões inferiores à respectiva tensão de pré-consolidação, a exibir uma baixa compressibilidade, uma vez que a sua estrutura foi como que “pré-esforçada” pela Natureza para suportar essas tensões (Fernandes 2006).

#### **1.1.4 - Hipóteses da Teoria da Consolidação de Terzaghi**

Nos solos argilosos, os assentamentos por consolidação são diferidos no tempo.

Analizando o modelo analógico de Terzaghi, percebe-se que em estratos confinados de solos muito finos, no instante do carregamento, este é exclusivamente suportado pela fase líquida do solo, que fica submetida a um excesso de pressão neutra. A dissipação desse excesso começa após a conclusão do carregamento. Enquanto se está a dar a dissipação, que se designa por consolidação, a tensão total vertical permanece constante, verificando-se apenas uma transferência do incremento de tensão total da fase líquida para o esqueleto sólido. Quando as pressões na água dos poros retomam os valores de equilíbrio, isto é, quando todo o incremento de tensão total se transforma em tensões efectivas, a consolidação termina.

A teoria de consolidação formulada por Terzaghi em 1923 tem como objecto a avaliação da grandeza dos assentamentos e do tempo que estes demoram a processar-se.

Esta teoria baseia-se nas seguintes hipóteses (Fernandes, 2006):

- a) o solo é homogéneo e está saturado;
- b) a compressibilidade da água e das partículas individuais do solo é desprezável;
- c) em qualquer secção horizontal e em qualquer instante os estados de tensão e de deformação são uniformes;
- d) as deformações ocorrem apenas na direcção vertical;
- e) o escoamento da água é exclusivamente vertical e obedece à lei de Darcy;
- f) os efeitos, os fenómenos e o seu curso em elementos de dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;

- g) para um pequeno intervalo de tensões e de deformações considera-se constante o coeficiente de permeabilidade,  $k$ , e os coeficientes de compressibilidade,  $a_v$ , e de compressibilidade volumétrica,  $m_v$ ;
- h) existe uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efectiva vertical, num dado ponto e num dado instante (inexistência de fluência do esqueleto sólido);
- i) é válida a hipótese dos pequenos deslocamentos (linearidade geométrica).

#### **1.1.5 – Carregamento de Estratos Não Confinados de Argila**

Várias vezes, surgem casos práticos em que a área carregada à superfície do terreno é da ordem de grandeza da profundidade e da espessura do estrato de argila, como mostra a Figura 4. Nestes casos, o estrato de argila não está confinado e, assim, para qualquer ponto fora do eixo vertical de simetria, o vector deslocamento tem uma componente horizontal não nula, no instante em que a carga é aplicada à superfície.

Para explicar o comportamento de estratos não confinados, Fernandes (2006) imaginou uma generalização do modelo analógico de Terzaghi que foi apresentado em 1.1.2. Esta generalização tem como diferença, em relação ao modelo primitivo, o facto de parte da parede do reservatório ser constituída por uma membrana elástica.

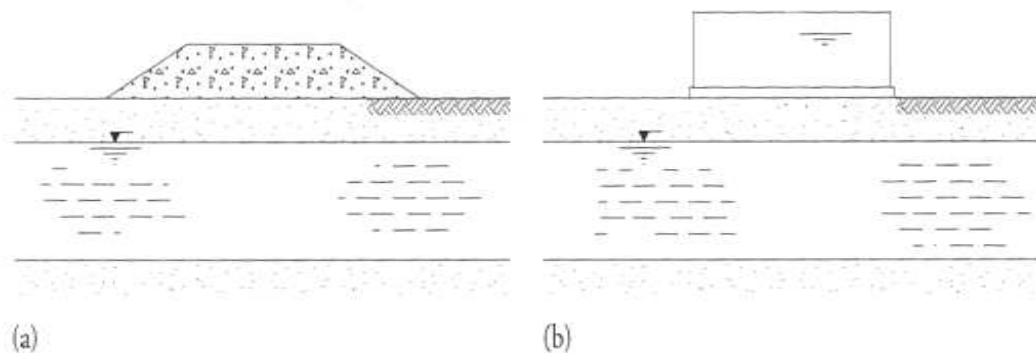


Figura 4 - Carregamentos não confinados de estratos de argila: a) aterro para obra viária com grande desenvolvimento longitudinal; b) depósito cilíndrico para armazenamento de água ou combustíveis [Fernandes (2006)].

Antes do carregamento a situação coincide com a que existe no caso do modelo primitivo - a água em equilíbrio hidrostático e o peso do disco instalado na mola.

Na Figura 5 está representada a generalização da analogia de Terzaghi para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos não confinados de argila.

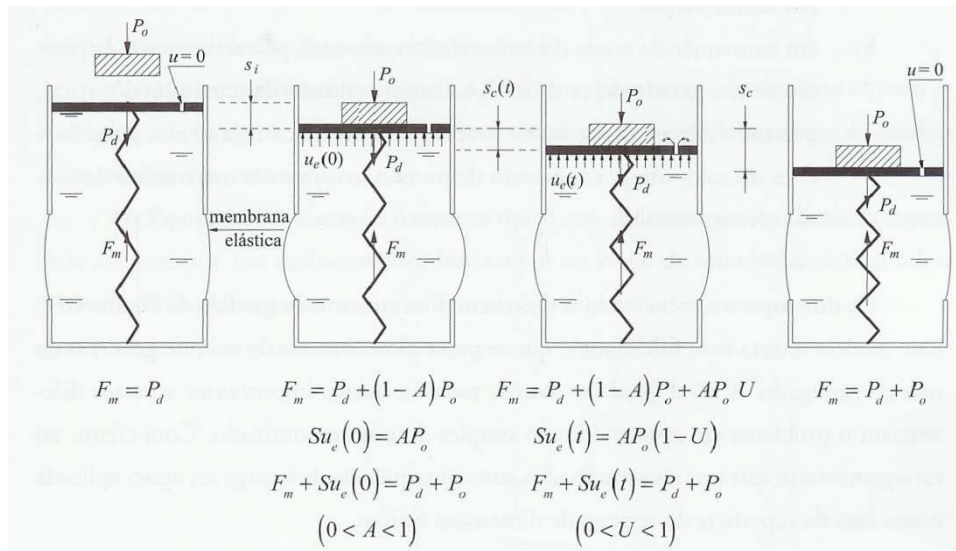


Figura 5 - Generalização da analogia de Terzaghi para os fenómenos do carregamento e da consolidação de estratos não confinados de argila [Fernandes (2006)].

No instante em que o objecto pousa sobre o disco, gera-se um aumento da pressão da água, que vai deformar a membrana lateral e vai permitir uma descida do disco imediata  $s_i$ , sem nenhum volume de água ser expulso. Este facto vai permitir que o equilíbrio do peso do objecto seja, nesse mesmo instante, partilhado pela água através da sobrepressão  $u_e(0)$  e pela mola onde a redução do seu comprimento  $s_i$ , implica um incremento da força instalada.

Se  $A$  for a fracção do peso do objecto equilibrada pela sobrepressão da água, então  $1-A$  é a fracção equilibrada pela mola.

A água vai ser expulsa devido à diferença de pressões na interface água-atmosfera, com descida do disco e com transferência progressiva da força  $AP$  para a mola.

Cada instante  $t$ , do processo define a fracção de  $AP_0$  já transferida da água para a mola e o grau de consolidação ( $U$ ) varia entre 0 e 1.

Num carregamento em condições não confinadas, as deformações

horizontais deixam de ser nulas, o que permite a ocorrência de um assentamento imediato concomitante com a aplicação da carga, assentamento esse associado a distorção e não à deformação volumétrica, já que esta só pode ocorrer à custa da expulsão da água, isto é, por consolidação (Fernandes, 2006).

O excesso de pressão neutra, em cada ponto gerado, deixa de ser igual ao incremento da tensão total vertical, repartindo-se, no próprio instante do carregamento, pelas duas fases do solo, isto é, em excesso de pressão neutra e em incremento da tensão efectiva vertical.

Em consequência da carga ser aplicada numa área da superfície do terreno de dimensões finitas, os incrementos das tensões totais passam a ser variáveis com duas ou três coordenadas do ponto do maciço. O excesso de pressão neutra gerado passa a ser variável com duas ou três coordenadas do ponto do estrato de argila, respectivamente.

O escoamento posterior, associado à dissipação daquele excesso, deixa de ser exclusivamente unidimensional (vertical) para passar a ser bidimensional ou tridimensional, respectivamente, e os assentamentos passam a variar, respectivamente, com uma ou duas coordenadas do ponto da superfície.

#### **1.1.6 – Consolidação Secular**

Na transferência da carga aplicada, da água dos poros para o esqueleto sólido, não existe uma completa estabilização das deformações volumétricas da argila.

Do processo de deformação, o qual ocorre sem variação da tensão efectiva do solo, resulta a fluência das partículas do solo e das camadas de água adsorvida. Há um reajustamento das partículas do solo durante um longo período de tempo. Este processo toma a designação de consolidação secundária ou consolidação secular.

Fernandes (2006) salienta, ainda, que a consolidação secundária



se dá através da expulsão da água existente no solo.

A consolidação secundária leva a uma redução progressiva do índice de vazios, logo do teor de água do solo sob tensão efectiva constante, o que origina uma maior resistência e menor compressibilidade. Ao longo dos tempos, os solos moles desenvolvem uma reserva de resistência a carregamentos que venham a ocorrer após o primeiro carregamento. Assim, um maciço de argila normalmente consolidada irá apresentar um comportamento distinto, se este for carregado no período que se segue à sua formação, ou caso o carregamento se dê após algum tempo de consolidação secundária, onde o solo exhibirá, num diagrama  $\log \sigma'_v - e$  (onde " $\sigma'_v$ " é a tensão efectiva vertical e " $e$ " o índice de vazios), um repentino acréscimo de compressibilidade para uma tensão de pré consolidação ( $\sigma'_p$ ), superior à tensão efectiva vertical de repouso ( $\sigma'_{v0}$ ). O solo reage como se já tivesse estado sujeito a tensões efectivas verticais compreendidas entre  $\sigma'_{v0}$  e  $\sigma'_p$  (como se fosse sobreconsolidado).

Designa-se este fenómeno por falsa sobreconsolidação e está indicado na Figura 6.

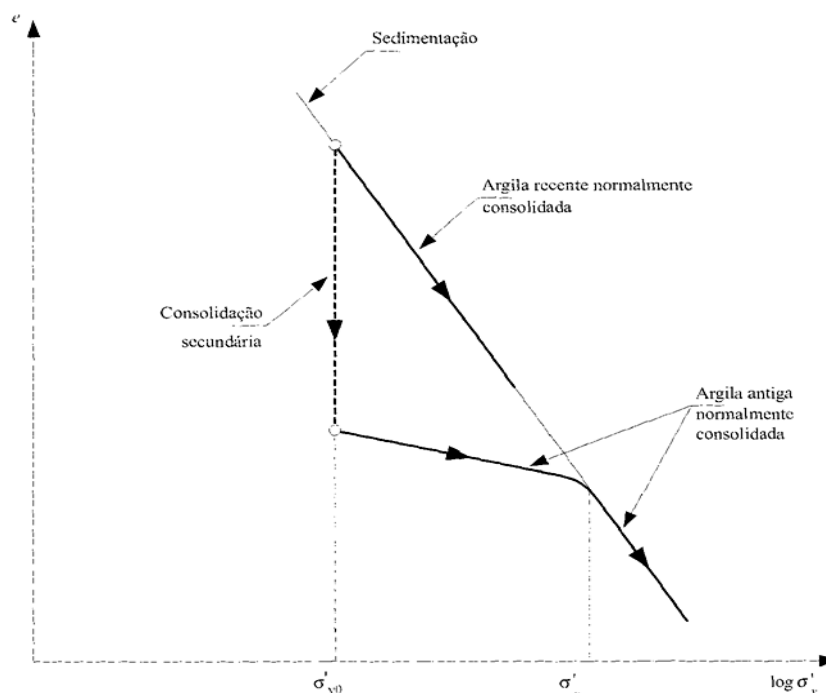


Figura 6 - Efeito da consolidação secundária na curva de compressibilidade de uma argila - fenômeno da falsa sobreconsolidação [Fernandes (2006)].

## 1.2 – Soluções para Drenagem e Consolidação

### 1.2.1 – Considerações Gerais

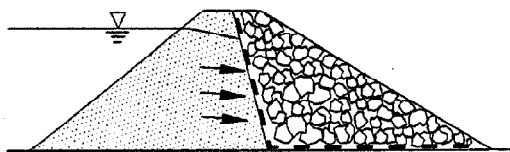
A drenagem baseia-se na recolha e transporte das águas pluviais, águas freáticas e/ou outros líquidos e gases ao longo do plano de um material que funciona como dreno. O dreno pode ser um geotêxtil ou um produto relacionado.

Os geossintéticos têm a função de dreno quando são aplicados de modo a possibilitarem a circulação de fluidos ao longo do seu plano. A drenagem é o equilíbrio do sistema solo-geossintético que permite a circulação livre de fluido ao longo do plano do geossintético sem que existam perdas de solo, ou seja, sem que haja passagem das partículas de solo para o dreno.

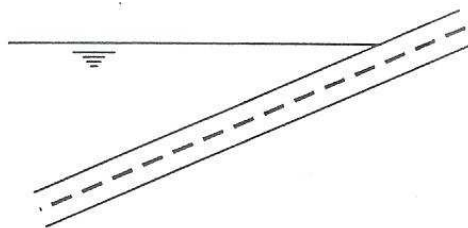
Para que a função de drenagem seja desempenhada de forma correcta, é necessário garantir a expulsão da água, ou gás, no plano do geossintético, com uma perda de carga reduzida e sem a transição de partículas sólidas de solo para o interior do dreno. É fundamental que o comportamento do dreno seja ajustado à função que o material vai desempenhar durante o tempo de vida útil da obra. Assim, o dreno geossintético deve possuir espessura e compressibilidade adequadas às condições em que este vai ser utilizado. As aberturas do dreno devem possuir dimensões que não permitam a passagem das partículas do solo para que não exista blocagem ou colmatagem do dreno.

Os geotêxteis são utilizados na drenagem dos solos, de diferentes modos. Em seguida (Figura 7) são representados alguns exemplos de drenagem utilizando geossintéticos (Giroud et al. 1985):

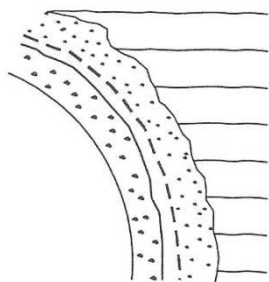
- a) telas drenantes (geocompósitos) em barragens de terra;
- b) drenos entre duas membranas para recolha de fluidos que possam atravessar uma delas;
- c) sistema de revestimento de túneis formado por betão / geomembrana / geotêxtil / betão projectado / rocha. O geotêxtil funciona também como protecção, prevenindo eventuais furos na membrana;
- d) drenos pré-fabricados – com núcleos plásticos, constituídos por geossintéticos de estrutura aberta e revestidos por geotêxteis colocados nas faces interiores de muros de suporte ou encontros de pontes;
- e) drenos horizontais em aterros saturados;
- f) drenos horizontais na base de um aterro sobre solos moles saturados;
- g) drenos verticais para aceleração da consolidação de solos argilosos moles.



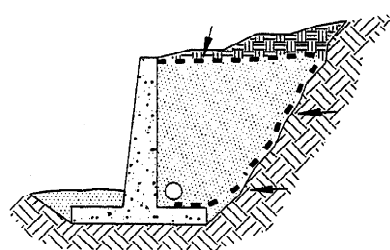
a)



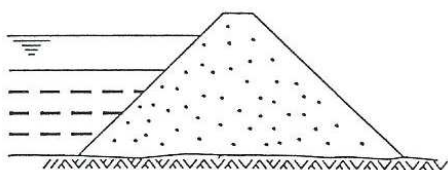
b)



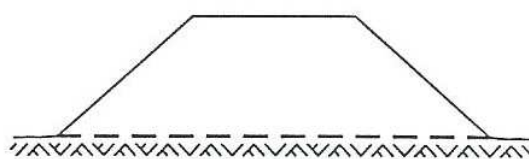
c)



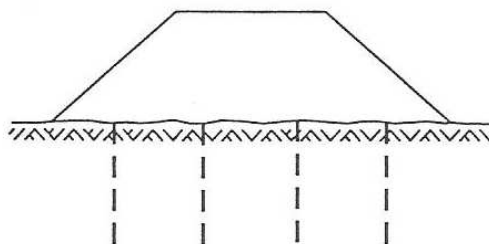
d)



e)



f)



g)

Figura 7 - Exemplos de drenagem utilizando geossintéticos [giroud et al. (1985)].

### **1.2.2 – Técnicas de Drenagem**

Em escavações temporárias, o aumento das tensões efectivas pode ser conseguido com o abaixamento dos níveis de água. Drenagem aberta ou diques interceptores, são métodos práticos e baratos para realizar esse abaixamento.

Outro método, mais dispendioso, é a drenagem electro – osmótica, onde se cria uma corrente eléctrica de modo a movimentar a água presente no solo. Diminui-se assim o teor de água no solo e o índice de vazios, reduzindo a compressibilidade do solo e melhorando as suas características mecânicas e de resistência (Borges 1995).

São aplicados campos eléctricos no solo, para que a água migre através dos poros do eléctrodo positivo para o negativo. A água é recolhida no eléctrodo negativo e é bombeada para fora do solo. A Figura 8 ilustra a electro – osmose.

A eficiência deste método varia consoante o material que é utilizado como eléctrodo. Usando alumínio em vez de aço aumenta a eficiência do método.

Actualmente, é comum utilizar-se condutores eléctricos compostos por materiais geossintéticos.

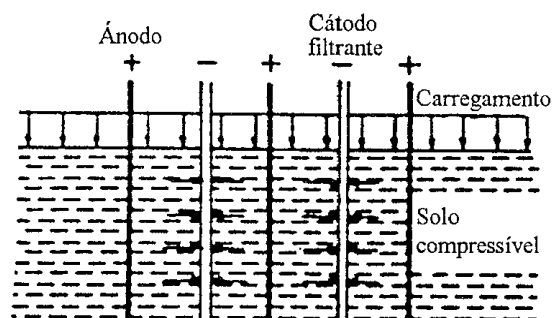


Figura 8 - Método de electro – osmose [Borges (1995)].

### 1.2.3 – Aceleração da Consolidação

Os assentamentos por consolidação são diferidos no tempo o que se torna incómodo, em muitos casos. É então necessário recorrer a processos que permitam acelerar a consolidação, logo, consequentemente, os assentamentos.

A aceleração da consolidação pode, ainda, ter um outro objectivo que é o aumento da resistência ao corte do solo. Uma vez que implica uma redução do índice de vazios e do teor em água do solo argiloso, vai estabilizar a estrutura do solo.

Em muitos casos, o recurso a processos que permitam acelerar a consolidação faz-se de forma a que, sobre um dado maciço, possam ser aplicadas cargas, cuja grandeza seria incompatível com a resistência do solo no seu estado natural.

O pré-carregamento é, há muito, usado na aceleração da consolidação do solo. Neste método, realiza-se um aterro que transmita ao maciço uma carga superior àquela que se pretende transmitir em fase definitiva. A carga em excesso só é retirada depois de se terem verificado assentamentos de grandeza semelhante àqueles que sejam previsíveis para o valor da obra que se pretende

construir. Para este processo, o maciço tem de possuir uma resistência compatível com o excesso de carga que lhe é comunicado.

Tomando em consideração:

$s_c$  (obra) – assentamentos relativos à sobrecarga provocada pela obra que se pretende construir.

$s_c$  (obra + temp) – assentamentos associados à obra a construir e a uma sobrecarga adicional temporária.

Um assentamento de grandeza  $s_c$  (obra), vai ocorrer para o carregamento  $\Delta q_s$ (obra + temp) para um determinado instante de tempo,  $t$ . Nesse instante o grau de consolidação é menor que 100%. Se considerarmos que o assentamento por consolidação e a tensão efectiva instalada no solo estão relacionados entre si, pode afirmar-se que no instante  $t$  a tensão vertical incremental associada à obra em projecto já se transformou em tensão efectiva. Ao remover-se  $\Delta q_s$ (temp) deixarão de ocorrer, em princípio, mais assentamentos.

Um método muito utilizado quando se pretende acelerar a consolidação hidrodinâmica, baseia-se na implantação de uma malha de drenos verticais, aplicados no solo de maneira a abranger a área de influência da construção (que se estende um pouco lateralmente para além dos limites do aterro). Os drenos comunicam com uma camada de material drenante colocada na base do aterro para garantir o melhor funcionamento do sistema de drenos verticais.

Segundo Borges (1995) existem, fundamentalmente, dois grandes tipos de drenos verticais:

- a) drenos de areia que possuem diâmetros variáveis de 160 a 500 mm e espaçamentos entre drenos de 1 a 6 m; a sua execução realiza-se com recurso a algumas técnicas;

b) drenos pré-fabricados (geocompósitos de drenagem em fita), que se diferenciam pela concepção e materiais que os formam; apresentam pequenas dimensões (usualmente, de secção rectangular com 10 cm de largura e alguns milímetros de espessura) e, em muitos casos, são de material plástico (núcleo) envolvido em geotêxtil para evitar o entupimento do geodreno pelas partículas finas do solo circundante.

A Figura 9 mostra esquematicamente a aceleração da consolidação por meio de pré-carga, para dois tipos de carregamentos.

Na Figura 10 está representado um dispositivo de drenagem, utilizando drenos verticais.



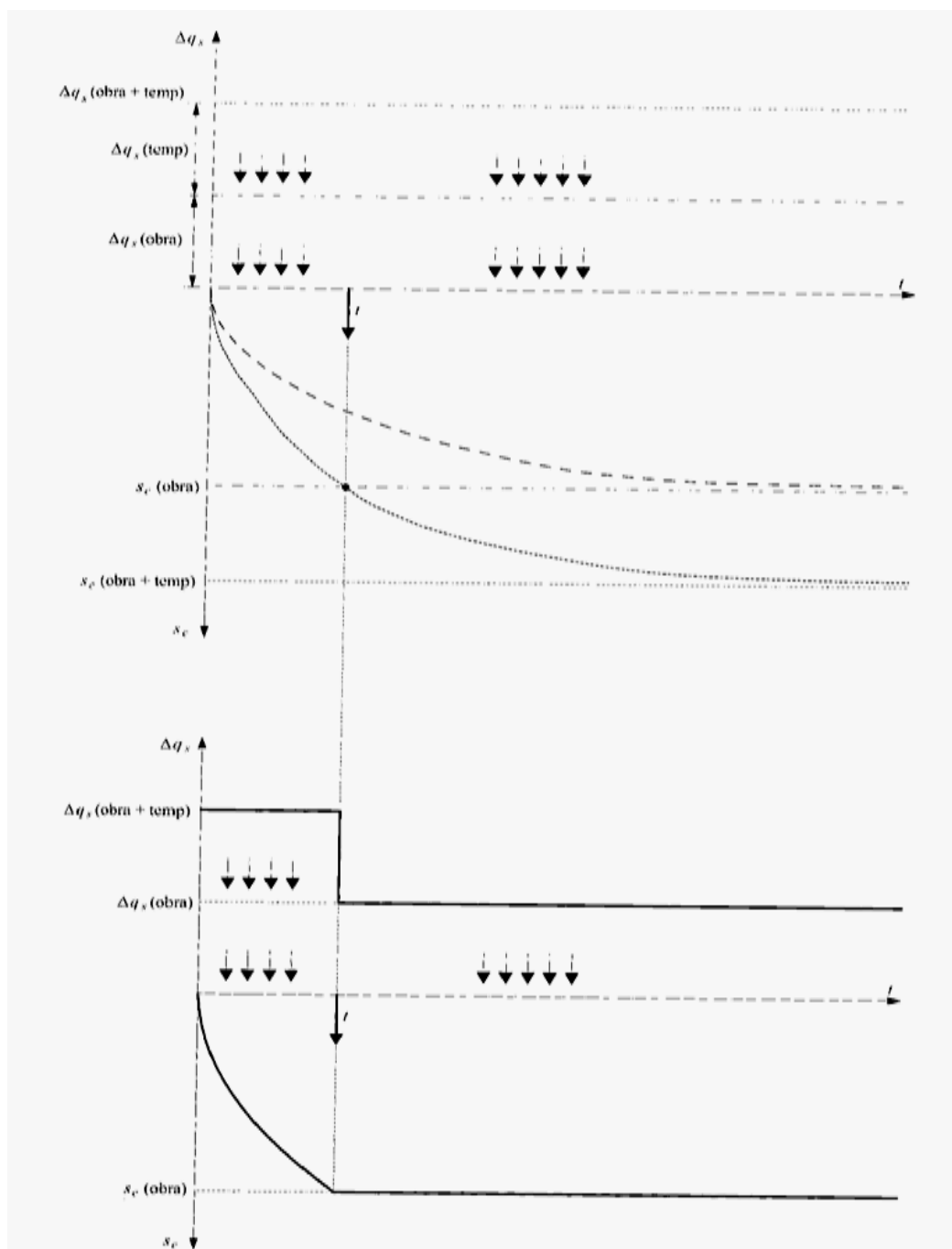


Figura 9 – Aceleração da consolidação por meio de pré-carga: a) carregamentos com a sobrecarga definitiva e, com esta adicionada, da temporária e evolução no tempo dos respectivos assentamentos, caso tais carregamentos prevalecessem o tempo suficiente para a consolidação se processar (em ambos os casos); b) carregamento efectivamente processado e evolução pretendida do assentamento por consolidação [Fernandes (2006)].

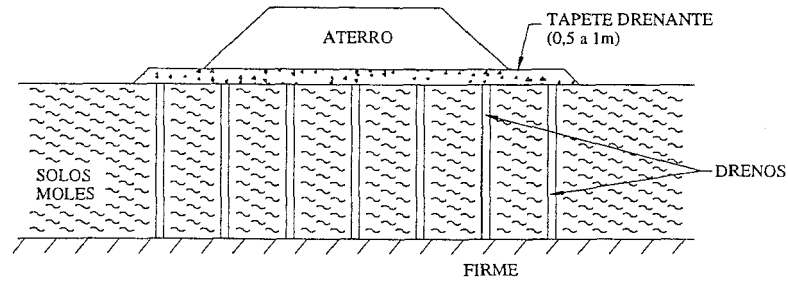


Figura 10 – Dispositivo de drenagem: drenos verticais [Borges (1995)].

Em solos com grandes deformações de fluência, como, por exemplo, os solos com teor elevado de matéria orgânica, a eficácia dos sistemas de drenagem referidos é muito reduzida.

De referir, como eventuais inconvenientes da utilização de drenos verticais: Borges (1995)

- o elevado custo de instalação dos drenos, dependendo do tipo de solução adoptada, que pode ser compensado pelos ganhos obtidos em termos de rapidez dos resultados que se querem alcançar;
- a reduzida durabilidade, se estiver em presença de drenos pré-fabricados que em geral funcionam durante períodos curtos de tempo, o inconveniente durabilidade perde a relevância;
- a diminuição da permeabilidade durante o processo de aplicação dos drenos - este fenómeno é mais relevante nos drenos de areia instalados por cravação com auxílio de um tubo fechado.

## **1.3 - Problemas Associados à Construção de Aterros em Solos Moles**

### **1.3.1 – Considerações Gerais**

Os projectos de construção de aterros sobre solos moles como: auto-estradas, barragens de terra e caminhos-de-ferro, entre outros, tornaram-se ainda mais comuns nas últimas décadas, devido ao crescimento económico e social.

Os solos moles sobre os quais se pretende construir aterros são caracterizados pela baixa resistência e permeabilidade, e alta deformabilidade. Assim, deve ter-se em conta o baixo factor de segurança durante e logo após a construção do aterro, visto que, nessas fases, o carregamento é máximo, porém a resistência do solo de fundação é mínima, por causa do excesso de poro-pressão gerado. No final da construção, com o decorrer do tempo, há uma tendência para a estabilidade aumentar, em consequência do ganho de resistência promovido pela consolidação do solo mole (Moraes 2002).

Foram desenvolvidas várias técnicas, para evitar ou ultrapassar esses problemas existentes nesse tipo de obras. No caso de camadas pouco espessas, pode - se remover o solo mole. Pode aumentar-se a estabilidade do aterro, construindo-o em várias etapas: construindo bermas laterais de equilíbrio; utilizando estacas; melhorando o solo mole ou reforçando o conjunto.

Essas técnicas podem ser combinadas com outras que objectivam a aceleração dos assentamentos e o ganho de resistência, como o uso de drenos verticais e pré-carregamento (Moraes 2002).

A colocação do reforço, geralmente geotêxtil ou geogrelha, na interface aterro-fundação, para melhorar a estabilidade da obra, é uma alternativa económica e tecnicamente atractiva. Além de reduzir o deslocamento horizontal da fundação, através da força de tracção mobilizada no reforço, pode minimizar o consumo de material necessário

para a construção do aterro, aumentar a velocidade de construção e reduzir os assentamentos diferenciais, (Moraes 2002).

Assim, o conhecimento das características geotécnicas dos solos, o conhecimento das propriedades do reforço, dos mecanismos do reforço e da interacção com os solos adjacentes é fundamental para o desenvolvimento de um bom projecto.

### 1.3.2 – Estabilidade do Aterro

#### 1.3.2.1 – Considerações Gerais

A análise de estabilidade, adoptada em projectos de aterros reforçados sobre solos moles, consiste em verificar os possíveis mecanismos de rotura desse tipo de obra.

Usualmente, são estudados 3 modos de rotura, conforme indica a Figura 11.

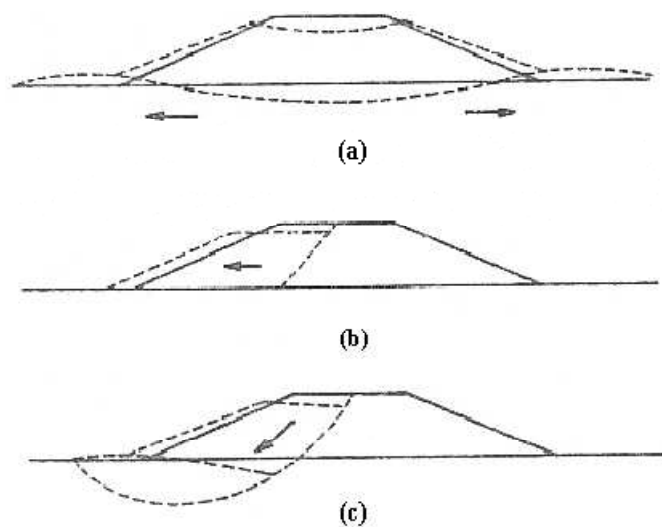


Figura 11 - Classes de rotura de aterros sobre solos moles [Moraes (2002)].

Na Figura 11 a) está representada a instabilidade da fundação, que pode ser provocada por assentamentos ou deformações

excessivas, ou pela extrusão da fundação sob o aterro intacto, devido à baixa capacidade de carga da fundação. O mecanismo de colapso predominante neste tipo de instabilidade é o da fundação. O reforço deve possuir uma resistência suficiente, de modo a evitar que o solo colapse mesmo quando o aterro gera a plastificação da fundação.

Tem-se por base este mecanismo de rotura quando se pretende aumentar a estabilidade da construção. Isso é conseguido através da expulsão do solo mole de fundação, se as camadas possuírem uma espessura reduzida. Quando se reforça o aterro na base, o mecanismo de rotura referido é alcançado sob condições mais controladas e há uma redução do material usado para realizar o processo de expulsão de água do aterro.

Os outros dois mecanismos ou estão ligados à rotura dos reforços ou ao arranque dos mesmos da zona do aterro onde se encontram colocados.

Quando se verifica o comportamento da obra, deve ter-se em conta as características dos materiais envolvidos. Um factor relevante em aterros sobre solos moles é a discrepância entre as deformações dos materiais presentes. Deve aplicar-se um reforço com elevada rigidez à tracção, pelo facto das deformações no aterro serem reduzidas. No caso de se reforçar o aterro com geossintéticos, é importante analisar a fluência do material, durante o período de tempo em que a estabilidade da obra deve ser assegurada. Deve analisar-se em simultâneo a resistência à tracção do material de reforço e o possível ganho de resistência, alcançado pelo processo de consolidação do terreno de fundação.

A anisotropia presente em alguns tipos de geossintéticos deve ser tida em conta, quando se analisam as suas propriedades mecânicas das quais são exemplo, a resistência e a rigidez à tracção. O geossintético deve ser orientado tendo em conta a direcção das tensões actuantes.

Nos aterros reforçados, deve ter-se em atenção que a compactação do solo altera a força de tracção formada no reforço, uma

vez que as tensões verticais e horizontais, introduzidas pelo processo de compactação, são transferidas para o material de reforço.

#### **1.3.2.2 - Métodos de Análise da Estabilidade**

De entre vários métodos, para o estudo da estabilidade de aterros sobre solos moles, são apresentados seguidamente três deles: estabilidade da fundação, estabilidade interna e estabilidade global.

#### **1.3.2.3 - Estabilidade de Fundação**

Para o estudo da estabilidade de fundação toma-se em conta soluções baseadas na teoria da plasticidade. Pode trata-se o problema através da capacidade de carga da fundação, supondo que se trata de uma sapata que pode ser lisa ou rugosa.

Numa sapata rugosa geram-se tensões cisalhantes na sua base, que ajudam a resistir à movimentação do solo. No entanto, numa sapata lisa isso não se verifica, o que leva a existir uma diferença entre valores de capacidade de carga. A Figura 12 dá uma ideia dessa diferença.

O factor relevante que provoca a diminuição da capacidade de carga de uma fundação, num aterro não reforçado, é o deslocamento lateral do aterro. O deslocamento lateral desenvolve cargas verticais que se combinam com tensões de cisalhamento.

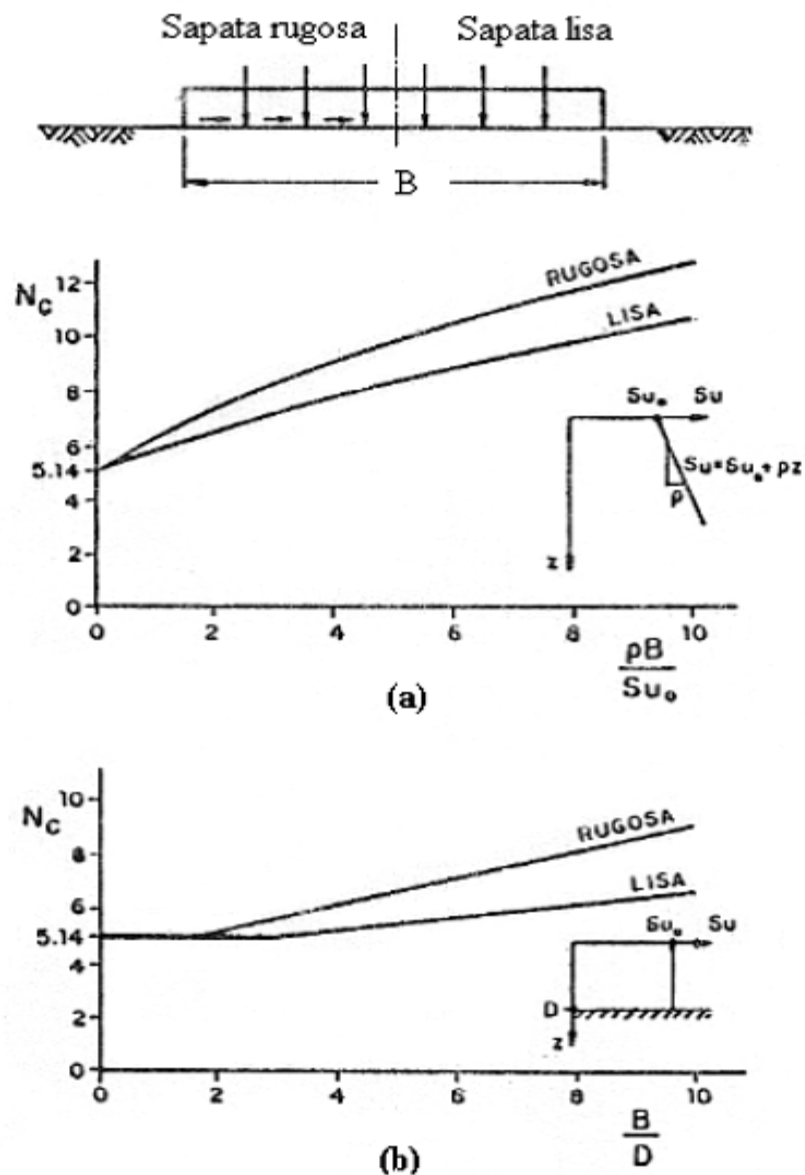


Figura 12 – Factor de capacidade de carga ( $N_c$ ): (a) resistência não-drenada ( $S_u$ ) crescente linearmente com a profundidade; (b) resistência não-drenada ( $S_{u0}$ ) uniforme, porém com profundidade ( $D$ ) limitada por uma camada resistente [Moraes (2002)].

A vantagem de se usar um reforço na base da fundação é a de melhorar a estabilidade de duas maneiras diferentes. Uma vantagem é a de contrariar as forças derrubadoras, contrariando as tensões de cisalhamento que são criadas devidas ao aterro. A outra vantagem é a

de estar a criar tensões de cisalhamento, por forças resistentes à rotura, ajudando a fundação a melhorar a sua capacidade de carga.

No caso de um carregamento de uma sapata lisa, o impulso activo provocado pelo carregamento é contrariado apenas pela força produzida pelo reforço ( $F_{\text{aterro}} = F_{\text{reforço}}$ ).

Quando o carregamento é produzido numa sapata rugosa, a força produzida pelo reforço é maior que o impulso activo do carregamento ( $F_{\text{aterro}} > F_{\text{reforço}}$ ).

A força total que o reforço pode suportar é dada pela expressão seguinte:

$$F_{\text{reforço}} = F_{\text{aterro}} + F_{\text{fundação}};$$

$$\text{sendo, } F_{\text{fundação}} = \alpha \cdot S_{u0} \cdot x$$

com,  $x$  = distância do pé do talude ao ponto onde a força da fundação é mobilizada pelo reforço.

Assim, num aterro reforçado ( $\alpha=1$ ) o valor da tensão de cisalhamento provocada pelo aterro tem de ser igualado pela resistência ao cisalhamento na superfície  $S_{u0}$ . Este carregamento é análogo à sapata rugosa e a força  $F_{\text{fundação}}$  é máxima.

Os dois gráficos da Figura 13, (Moraes, 2002), são o resultado de soluções da teoria da plasticidade, os quais podem servir para o cálculo da altura crítica do aterro reforçado.

Moraes (2002), alerta para o cuidado que se deve ter na aplicação da teoria da plasticidade, uma vez que sobre-dimensionam a contribuição do reforço.



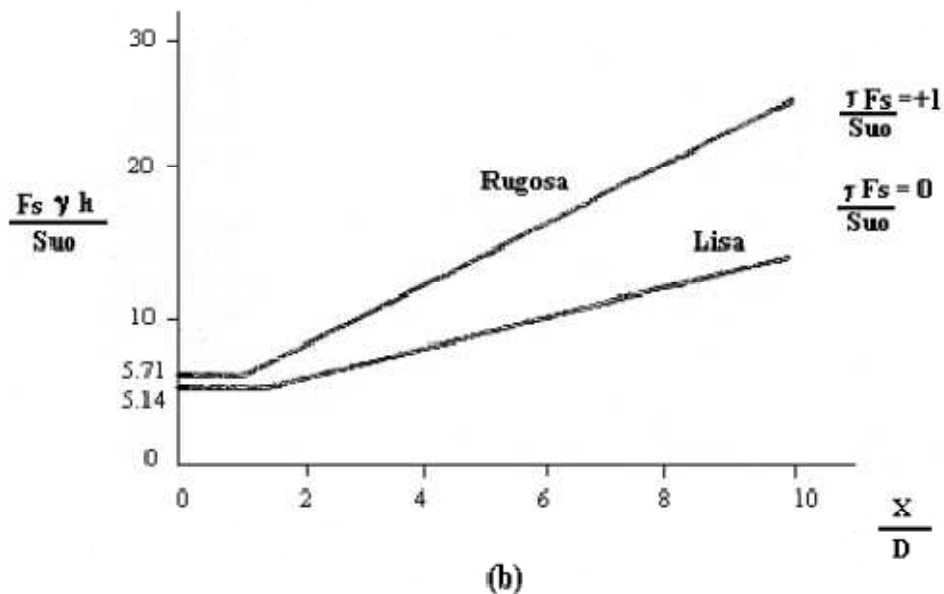
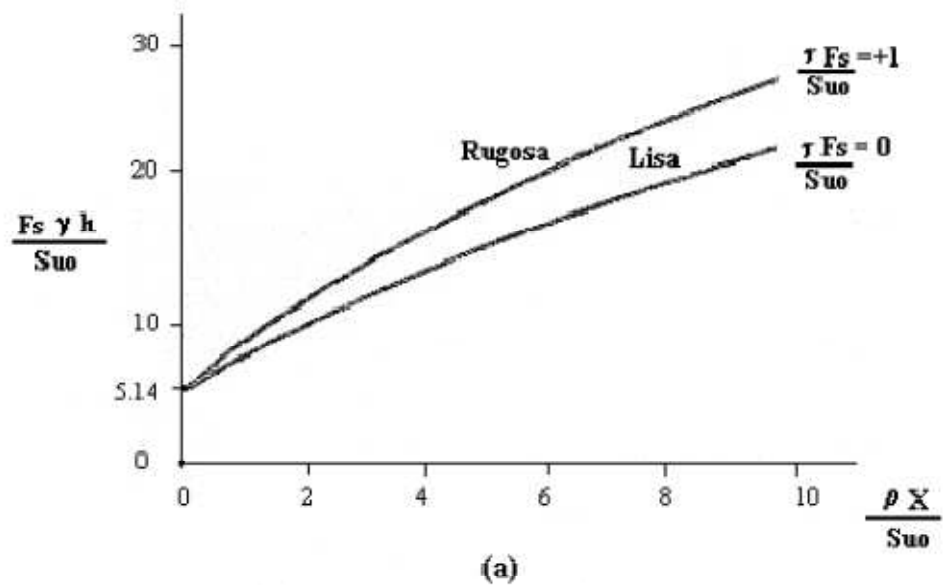


Figura 13 - Análise de estabilidade da fundação de aterros reforçados sobre solos moles baseada em soluções da teoria da plasticidade: (a) resistência crescente com a profundidade; (b) resistência constante com a profundidade [Moraes (2002)].

#### 1.3.2.4 Estabilidade Interna

A rotura interna de um aterro tem origem no deslocamento lateral do mesmo aterro. As tensões de cisalhamento devem equilibrar as tensões horizontais a fim de evitar a sua rotura.

Num aterro não reforçado, quando se dá um deslocamento no aterro, o impulso activo criado por esse deslocamento vai ser transmitido para a fundação. Quando se utiliza um reforço, esse impulso activo vai ser absorvido por esse reforço e já não vai ser transmitido para a fundação.

Estudar a estabilidade interna num aterro, consiste em confrontar o impulso activo com a força de atrito existente na interface aterro – reforço.

Sendo:

$F_{\text{aterro}}$  – impulso que actua no interior do aterro;

$F_{\text{atrito}}$  - força de atrito existente na interface aterro – reforço.

A estabilidade interna é garantida quando:

$$F_{\text{atrito}} > F_{\text{aterro}}$$

Temos:

$$F_{\text{atrito}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot n \cdot h^2 \cdot \text{tg} \delta ; \quad (1)$$

$$F_{\text{aterro}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a, \text{ com: } K_a = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right). \quad (2)$$

Nas equações:

$h$  – altura do aterro a uma distância  $x$  do pé do aterro;

$\gamma$  – peso específico do aterro;

$K_a$  – coeficiente de impulso activo;

$\phi'$  - ângulo de atrito efectivo do solo;

$\delta$  – ângulo de atrito na interface aterro – reforço;

$n$  – inclinação do talude.

O factor de segurança é dado pela relação seguinte:

$$F_s = \frac{F_{\text{atrito}}}{F_{\text{aterro}}} \quad (3)$$

Após substituir as duas equações em cima indicadas chegamos à relação final de:

$$F_S = \frac{n.t.g\delta}{Ka} \quad (4)$$

### 1.3.2.5 - Estabilidade Global

No reforço de um aterro sobre solos moles, para estudar a sua estabilidade deve ter-se em conta que a força no reforço pode actuar de dois modos diferentes. Pode actuar como força independente, aumentando o momento resistente sem interferir na resistência do solo do aterro, ou pode actuar ao nível do solo, reforçando-o. Geralmente para esta segunda maneira de reforço de aterros, o reforço faz-se por várias camadas, não sendo aconselhado o reforço numa só camada (Moraes 2002).

Para o estudo da força de reforço tem de se considerar três direcções de orientação dessa mesma força em relação à superfície de rotura: direcção horizontal; direcção tangencial à superfície de rotura no ponto onde a superfície intercepta o reforço e bissectorial em relação às direcções horizontal e tangencial, conforme está indicado na Figura 14.

Com o aumento da inclinação, diminui a força do reforço.

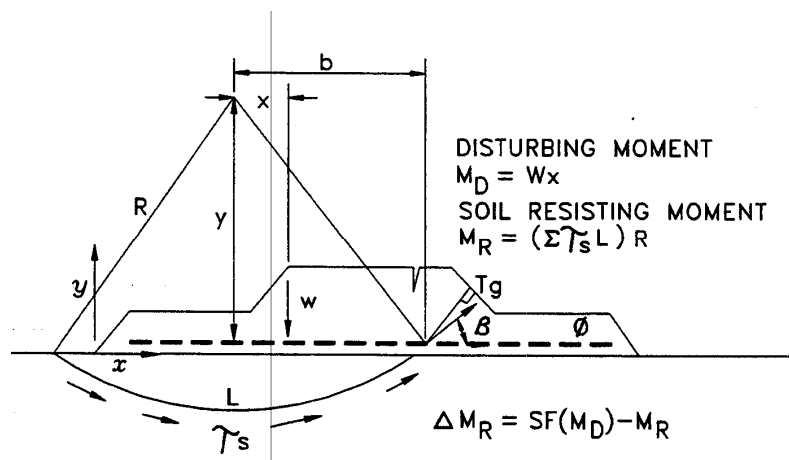


Figura 14 - Direcção da força actuante no reforço em relação à superfície de rotura [Holtz, Christopher e Berg (1998)].

Para calcular a estabilidade de um aterro, usando métodos de equilíbrio limite, consideram-se os mecanismos de colapso que podem ocorrer e calcula-se o seu equilíbrio estático.

Em seguida são apresentados alguns métodos que utilizam o equilíbrio limite (Moraes 2002).

#### 1 – Método de Low et al. (1990) – Superfície Circular de rotura

A Figura 15 ilustra o método de Low et al. (1990).

O cálculo do factor de segurança de um aterro reforçado é dado pela Equação 5:

$$Fs = \frac{M_{res}}{M_{inst} - M_{ref}} \quad (5)$$

Sendo:

$M_{res}$  – momento resistente;

$M_{ins}$  – momento instabilizador;

$M_{ref}$  – momento efectuado pela força de reforço.

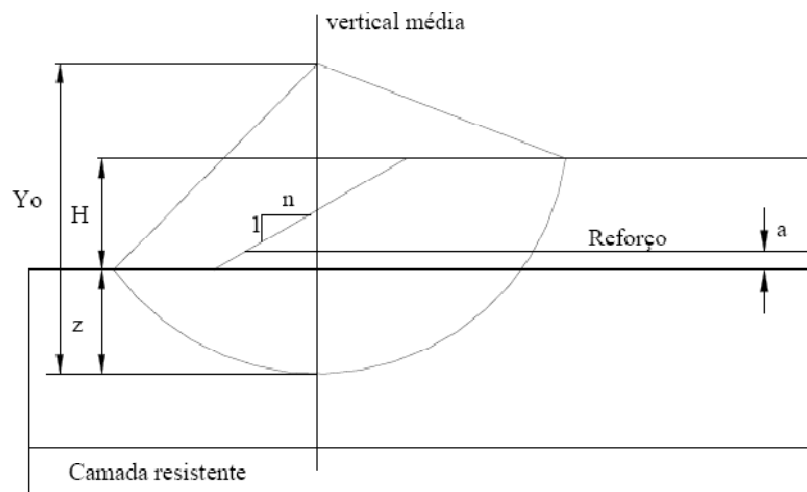


Figura 15 – Método de Low et al. (1990) [Moraes (2002)].

Tomando em consideração que a força no reforço actua horizontalmente temos:

$$M_{ref} = T \cdot (Y_0 - z - a) \quad (6)$$

Sendo T, a força no reforço, dada por:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{IR} \quad (7)$$

Com,

$F_0$  – factor de segurança mínimo para aterro não reforçado;

$IR$  – parâmetro dependente da relação  $D/H$  e de  $n$ , para o caso reforçado, retirado do gráfico da Figura 16.

$$F_0 = N_1 \cdot \frac{S_u}{\gamma \cdot H} + N_2 \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot H} + \lambda \cdot \tan \phi \right) \quad (8)$$

Onde,

$N_1$ ,  $N_2$  e  $\lambda$  – fornecidos pelo gráfico da Figura 17;

$S_u$  – Resistência não drenada do solo;

$\gamma$  - peso específico do aterro;

$c$  e  $\phi$  - parâmetros de resistência do solo do aterro.

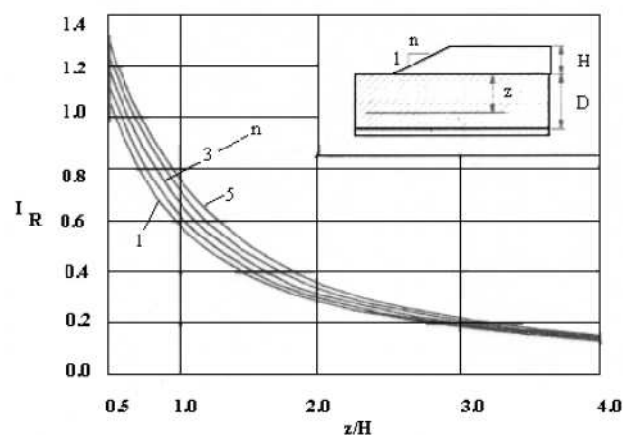


Figura 16 – Número de estabilidade para um aterro reforçado (modificado de Low e tal.,1990) [Moraes (2002)].

O método de cálculo baseia-se no cálculo do valor mínimo de  $F_0$ , através do uso de várias profundidades, para se obter o valor da força de reforço,  $T$ , máximo.

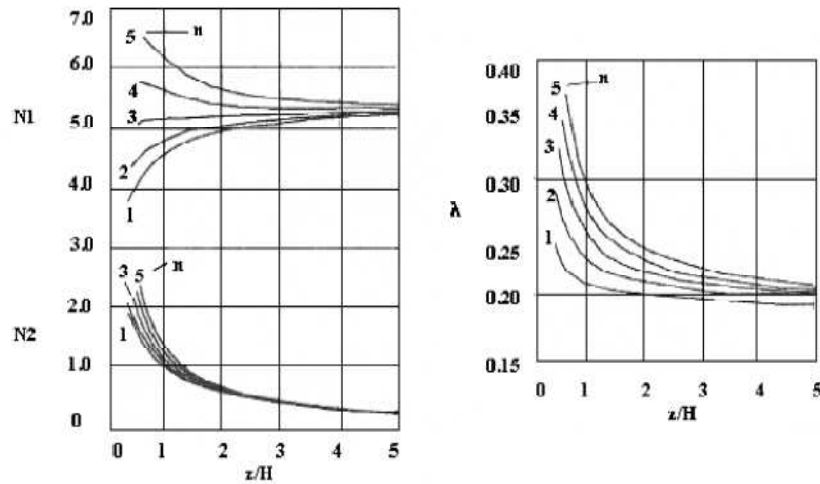


Figura 17 - Número de estabilidade para um aterro não reforçado (modificado de Low e tal.,1989) [Moraes (2002)].

## 2 – Método misto de Jewell (1987) – Superfície circular na fundação e planar no aterro

Este método pode ser explicado recorrendo à Figura 18.

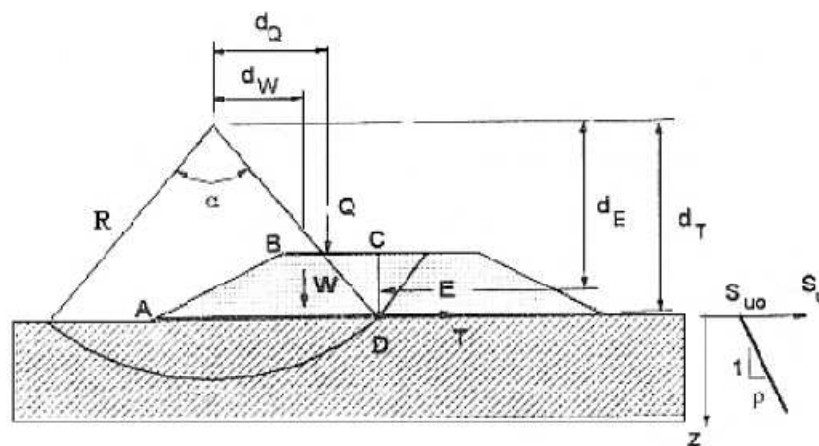


Figura 18 – Método misto de Jewell [Moraes (2002)].

Calcula-se o factor de segurança do aterro usando a Equação 9:

$$Fr = \frac{M_{res}}{M_{inst} - T.dT} \quad (9)$$

A força de reforço é dada pela Equação 10:

$$T = \left(1 - \frac{F_0}{Fr}\right) \frac{M_{inst}}{dT} \quad (10)$$

O valor do reforço para a resistência não-drenada, que varia directamente com a profundidade, tem-se:

$$T = \frac{FR(E.dE + W.dW + Q.dQ) - R^2 \left[ \alpha \left( Su_0 - \rho.R \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) + 2.\rho.R \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right]}{FR.dT} \quad (11)$$

Com:

$M_{res}$  e  $M_{inst}$  – momentos resistentes e instáveis produzidos pelas forças actuantes no solo;

$T$  – força requerida no reforço;

$d_E$ ,  $d_W$ ,  $d_Q$  e  $d_T$  – braço das forças  $E$ ,  $W$ ,  $Q$  e  $T$  em relação ao centro do círculo;

$F_0$  – factor de segurança do aterro não reforçado calculado pela equação 12.

$$F_0 = \frac{R^2 \left[ \alpha \left( Su_0 - \rho.R \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right) + 2.\rho.R \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right) \right]}{E.dE + W.dW + Q.dQ} \quad (12)$$

Para se obter o valor da força,  $T$ , de reforço máxima é necessário calcular várias superfícies para determinar o  $F_0$  mínimo.

### 3 – Ábacos de Milligan e Busbridge – Superfície circular e planar

Na Figura 19 estão representados os ábacos de Milligan e Busbridge que se utilizam para calcular a força no reforço. Estes ábacos apenas se referem a dois tipos de inclinação de talude (2:1 e 3:1) e aterro com coesão nula.

Os ábacos são dependentes no eixo das ordenadas pela relação D/H e no eixo das abcissas pela resistência não drenada, que deve ser multiplicada por um factor de segurança conforme indica a Equação 13 que se refere ao equilíbrio de momentos:

$$M_{inst} = M_{res} \cdot \left( \frac{S_u}{F_r} \cdot \text{tg} \phi \right) + T \cdot d_T \quad (13)$$

Sendo:

$M_{res}$  e  $M_{inst}$  – momentos resistente e instabilizante;

T – força mobilizada no reforço;

$d_T$  – braço da força no reforço;

$F_r$  – factor de segurança do aterro reforçado;

$\phi$  - ângulo de atrito do solo;

$S_u$  – resistência não drenada do solo.



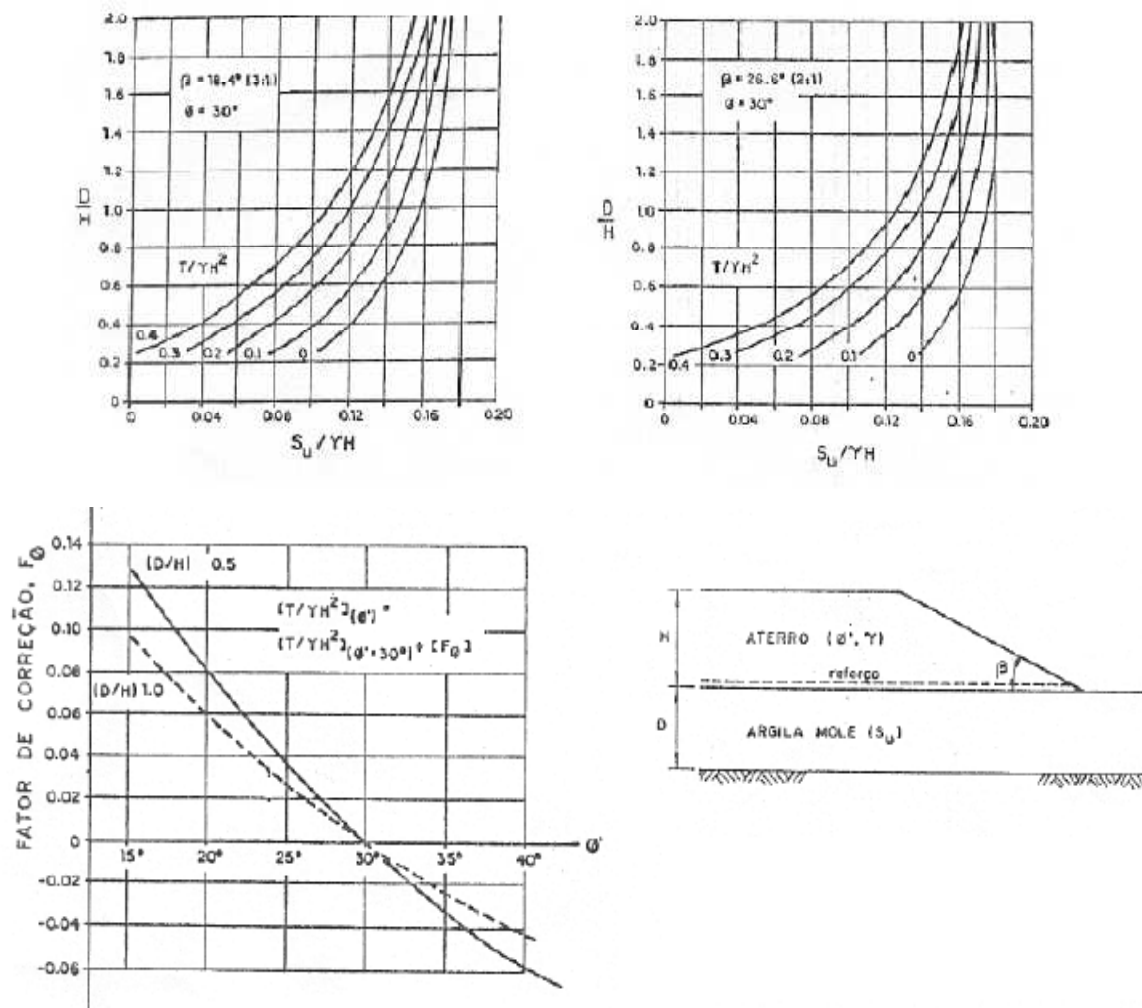


Figura 19 – Ábacos de Milligan e Busbridge [Moraes (2002)].

#### 4 – Método de Kaniraj (1994) – Superfície circular

Este método é utilizado quando estamos na presença de um aterro de solos moles com berma de equilíbrio e canal de drenagem, reforçado.

A Figura 20 exemplifica este método, onde a superfície circular de rotura abarca a berma e o canal, e termina na base do aterro.

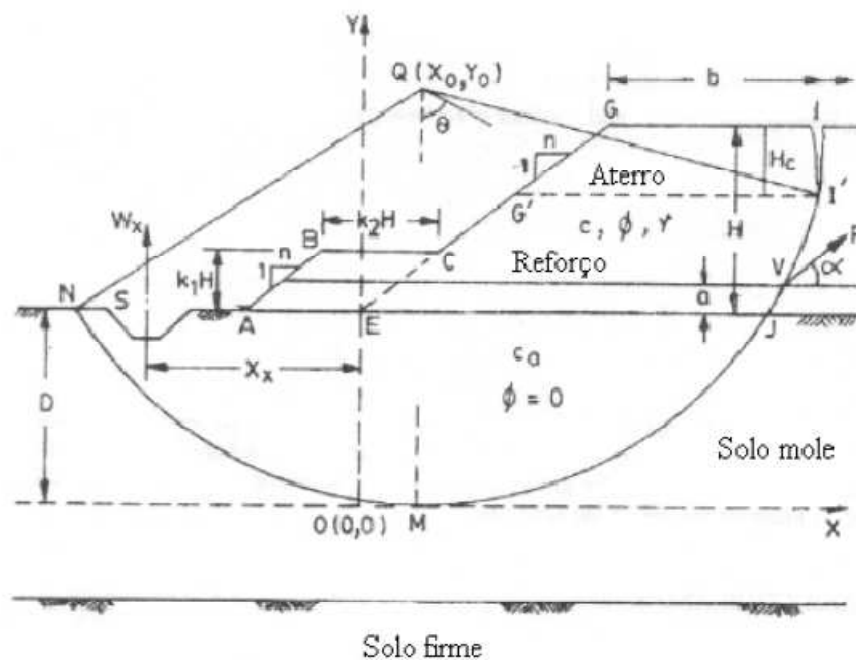


Figura 20 – Método de Kaniraj (1994) [Moraes (2002)].

Define-se o factor de segurança com a Equação 14:

$$Fr = \frac{M_{res}}{M_{inst}} \quad (14)$$

Para obtermos o momento resistente é necessário somar todos os momentos criados pelas forças resistentes que actuam no solo de fundação ( $M_{rf}$ ), no solo de aterro ( $M_{ra}$ ) e no reforço ( $M_{rr}$ ). As forças resistentes que actuam no solo de fundação, esquematicamente actuam ao longo da superfície NMJ e as forças no solo de aterro actuam ao longo da superfície JI'.

$$M_{res} = M_{rf} + M_{ra} + M_{rr} \quad (15)$$

Para a obtenção do momento que cria instabilidade no aterro temos de somar quatro parcelas. O momento é ocasionado pelas massas

de solo no aterro EG'I'J ( $M_{ia}$ ), e G'GIT ( $M_{it}$ ), na berma ABCE ( $M_{ib}$ ) e no canal ( $M_{ic}$ ).

$$Minst = Mia + Mit + Mib + Mic \quad (16)$$

A força de reforço define-se com a Equação 17:

$$T = \frac{Minst.Fr - Mrf - Mra}{La} \quad (17)$$

A Tabela 1 apresenta os valores do braço  $L_a$ , da força de reforço em relação ao centro do círculo, que depende da inclinação  $\alpha$ .

$\alpha$	$L_a$
0	$Y_o - D - a$
$\theta/4$	$Y_o \cdot (2 \cdot M - 1) \cdot [(1 + M)/2]^{1/2}$
$\theta/2$	$Y_o \cdot M$
$3\theta/4$	$Y_o \cdot [(1 + M)/2]^{1/2}$
$\theta$	$Y_o$

$$\text{Com, } M = \left[ 1 - \left( \frac{D+a}{2} \cdot Y_0 \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Tabela 1 – Valores do braço  $L_a$  [Moraes (2002)].

O cálculo da força de reforço é obtido para várias profundidades.

Este método tem determinadas condições que têm de ser levadas em conta e verificadas. Essas condições são enumeradas a seguir:

- o centro do círculo tem de se localizar acima ou ao mesmo nível da base da Zona I';
- a berma e a escavação devem estar no interior da região que a superfície circular de rotura define;

c) a extremidade direita do círculo (I') deve localizar-se abaixo da crista do aterro e não por baixo das outras extremidades da superfície.

Todas estas condições e para as coordenadas do centro do círculo crítico ( $X_0, Y_0$ ), têm expressões que são apresentadas por Kaniraj (1994).

### 5 – Método das Cunhas – Análise Translacional

Este método consiste em analisar a rotura do tipo bloco em translação, ABCD, conforme é indicado na Figura 21.

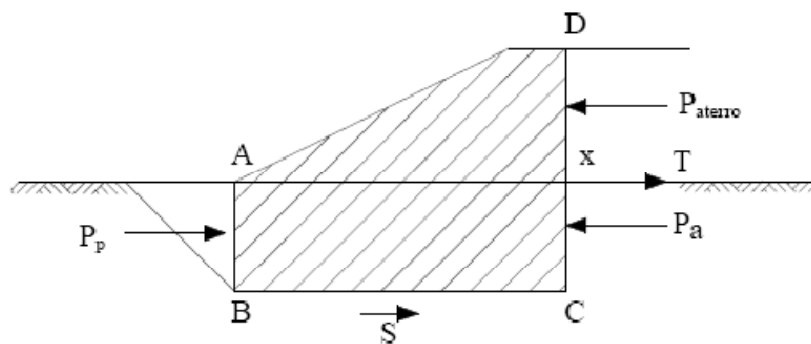


Figura 21 – Método das cunhas: análise tradicional [Moraes (2002)].

O cálculo da força no reforço, que actua a uma distância  $x$  da base do aterro, resulta considerando a aplicação no bloco, dos impulsos do aterro e da fundação, e da força resistente mobilizada, conforme é indicado na Equação 18, que se apresenta em seguida:

$$T = P_{aterro} + P_a - P_p - S \quad (18)$$

Com:

$T$  – força no reforço;

$P_{aterro}$  – impulso activo actuante no aterro;

$P_a$  e  $P_p$  – impulsos activo e passivo actuantes na fundação;

$S$  – força resistente mobilizada no reforço.

## 6 – Método de JEWELL (1996) – Solução analítica

A Figura 21 refere-se ao método analítico de JEWELL (1996).

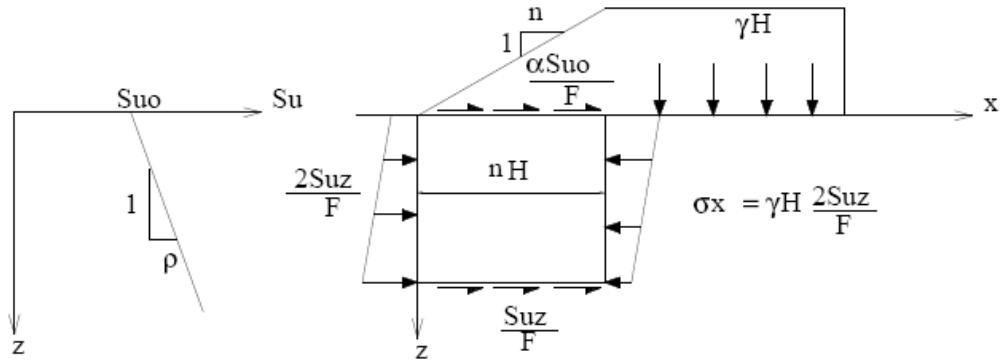


Figura 22 – Método de JEWELL (1996), solução analítica [Moraes (2002)].

A partir deste método proposto por JEWELL (1996), conseguem-se soluções analíticas para calcular os factores de segurança e da força no reforço em aterro sobre solos moles.

Este método aplica-se tendo em conta as seguintes condições:

- solo mole com resistência não drenada constante e profundidade limitada;

$$F0 = \frac{S_u}{\gamma \cdot H} \cdot \left( \frac{8 \cdot D + 2 \cdot n \cdot H}{2 \cdot D + K \cdot a \cdot H} \right) \quad (19)$$

$$Fr = \frac{S_u}{\gamma \cdot H} \cdot \left( 4 + (\alpha + 1) \cdot n \cdot \frac{H}{D} \right) \quad (20)$$

$$T = \gamma \cdot H^2 \cdot \left( \alpha \cdot n \cdot \frac{D}{4 \cdot D + (\alpha + 1) \cdot n \cdot H} + \frac{K \cdot a}{2} \right) \quad (21)$$

- solo mole com resistência não drenada crescente com a profundidade;

$$F0 \text{ ou } Fr = \frac{S_{u0}}{\gamma \cdot H} \cdot \left( 4 + \frac{\rho \cdot n \cdot H}{S_{u0}} + 2 \cdot \frac{2 \cdot (\alpha + 1) \cdot \rho \cdot n \cdot H}{S_{u0}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (22)$$

$$T = \gamma \cdot H^2 \cdot \left( \frac{\alpha \cdot n \cdot Su_0}{Fr \cdot \gamma \cdot H} + \frac{Ka}{2} \right) \quad (23)$$

Para aterros não reforçados,  $\alpha$  e  $F_0$  são calculados, de forma iterativa, pela Equação 24:

$$\alpha = -Ka \cdot F_0 \cdot \gamma \cdot \frac{H_0}{2 \cdot n \cdot Su_0} \quad (24)$$

Para aterros reforçados:  $0 < \alpha \leq 1$

As equações são indicadas para a condição:

$$Fr \cdot \gamma \cdot \frac{H}{Su} \geq 6. \quad (25)$$

Onde:

$F_0$  – factor de segurança do aterro não reforçado;

$F_r$  – factor de segurança do aterro reforçado;

$T$  – força requerida no reforço;

$S_u$  – resistência não drenada do solo de fundação;

$S_{u0}$  – resistência não drenada do solo de fundação na superfície;

$K_a$  – coeficiente de impulso activo de Rankine do solo de aterro;

$\rho$  – razão do aumento da resistência não drenada com a profundidade;

$\alpha$  – razão entre a tensão de cisalhamento mobilizada e a resistência não drenada na superfície do solo de fundação.

Segundo Palmeira et al. (1998):  $\alpha \cong 1$ , para aterro reforçado e  $\alpha \cong -0,7$  a  $-0,5$ , para aterro não reforçado.

Segundo Palmeira e Almeida (1980), a influência da coesão do aterro, nos resultados dos factores de segurança calculados pelos métodos de análise de estabilidade, deve ser considerada.

Sharma (1994) elucida que, muito dos métodos anteriormente expostos, não consideram o efeito da deformação na interação solo – reforço e a redistribuição de tensões no aterro, devido à presença do reforço, como também o ganho de resistência, durante a construção do aterro, ocasionado pelo processo de adensamento do solo.

Rowe e Soderman (1985) abarcaram o efeito da interação solo – reforço nas análises de equilíbrio limite, admitindo uma deformação admissível, compatível para o reforço, deduzida pelo gráfico da Figura 23. A magnitude da força,  $\varepsilon_a$ , depende da rigidez da fundação,  $E_u$ , da geometria do aterro,  $B$ , da profundidade da fundação,  $D$ , e da altura crítica do aterro não reforçado,  $H_c$ . O parâmetro adimensional,  $\Omega$ , foi proposto com base em estudos de aterros não – reforçados e reforçados sobre argila mole, usando o método de elementos finitos.

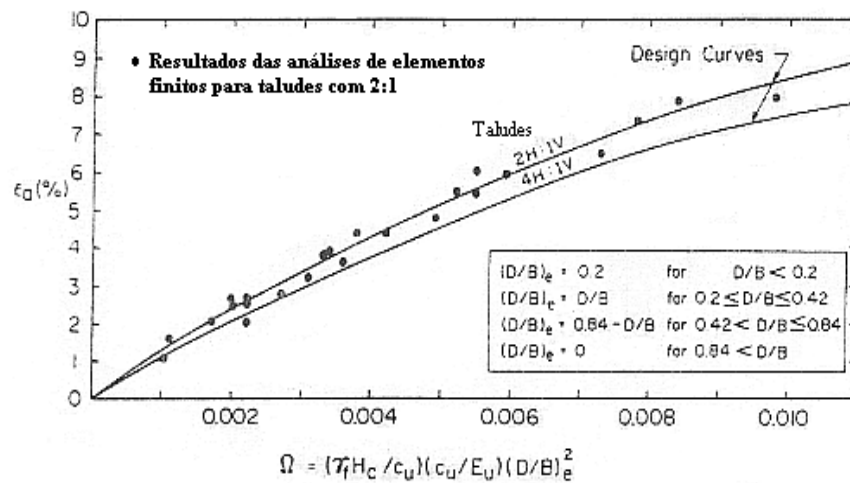


Figura 23 – Deformação compatível,  $\varepsilon_a$ , versus parâmetro adimensional,  $\Omega$  (após Rowe e Soderman(1985) apud Sharma (1994) [Moraes (2002)]).

## 1.4 – Dimensionamento de Aterros em Solos Moles

### 1.4.1 - Considerações Gerais

Os aterros em solos moles têm a tendência para se deslocarem lateralmente devido às pressões horizontais criadas pelo solo que forma o aterro. As pressões horizontais provocam forças horizontais na base do aterro que têm de ser contrariadas pelo solo de fundação. Caso o solo de fundação não tenha resistência suficiente para resistir a essas forças horizontais, podem levar ao colapso do aterro. O solo de fundação pode ser reforçado através de geotexteis ou georedes que podem evitar que o colapso se dê. Os dois materiais podem ser usados separadamente ou em conjunto. Existem várias maneiras de os aplicar dependendo dos diferentes tipos de funcionamento dos solos, Holtz (1989).

Em solos muito moles onde não existam raízes ou vegetação, quando se usa uma georede para reforçar esses solos, é necessário colocar uma camada fina de geotextil a separar a georede do solo, para



realizar a filtração e prevenir a contaminação da primeira camada do solo. Não é necessário usar o geotextil por baixo da 1ª camada de solo, caso de estarmos na presença de areia, uma vez que ela própria faz a filtração.

O reforço pode reduzir os deslocamentos verticais e horizontais das camadas subjacentes de solo e, assim, reduzir os assentamentos diferenciais. É de ter em conta que o reforço não irá reduzir a magnitude da consolidação secundária e da consolidação a longo prazo.

O uso de reforço na construção de um aterro vai permitir:

- um aumento no factor de segurança;
- um aumento da altura do aterro;
- uma redução nos assentamentos durante a construção do aterro;
- uma melhoria na performance do aterro levando a um aumento

da sua uniformidade pós construção.

Na fase preliminar do dimensionamento do aterro em solos moles deve ter-se em conta, de uma forma muito cuidadosa, os possíveis tratamentos alternativos para a estabilização do aterro. Holtz (1989) discutiu vários tratamentos alternativos e formulou uma orientação acerca de quando o reforço num aterro é fiável. Em muitas situações, a maneira mais económica de executar um aterro é a combinação das técnicas convencionais de tratamento de fundações, com o reforço com geosintéticos. Um exemplo do tipo de reforço referido anteriormente é um aterro que foi pré carregado onde se colocam drenos verticais e, na sua base, coloca-se um reforço com geossintético.

### **1.4.2 - Fases de Dimensionamento**

Seguidamente serão enumeradas as diferentes fases que devem ser tidas em conta para dimensionar um aterro sobre solos moles, (Holtz, Christopher e Berg 1998).

1ª Etapa – Definir as dimensões do aterro e as condições de carga.

1.1- Altura do aterro (H).

1.2- Comprimento do aterro.

1.3- Largura do aterro.

1.4- Declive lateral.

1.5- Cargas externas.

1.5.1- Sobrecargas.

1.5.2- Cargas temporárias (tráfego).

1.5.3- Cargas dinâmicas.

1.6- Considerações ambientais.

1.6.1- Acção do gelo.

1.6.2- Retracção e dilatação.

1.6.3- Drenagem, erosão e desgaste.

1.7- Custos da construção do aterro.

1.7.1- Limitações de projecto.

1.7.2- Planeamento antecipado dos custos de construção.

2ª Etapa – Estabelecer o perfil do solo e determinar as propriedades do solo de fundação.

2.1- Determinar a partir de ensaios ao solo.

2.1.1- A estratigrafia e o perfil do solo.

2.1.2- Nível freático (localização e oscilação).

2.2- Propriedades do solo em termos de engenharia.

2.2.1- Tensão de cisalhamento em condições não drenadas,  $C_u$ , para o fim da construção.

2.2.2- Parâmetros da tensão de cisalhamento em condições drenadas  $c'$  e  $\phi'$ , a longo prazo.

2.2.3- Parâmetros de consolidação ( $C_c$ ,  $C_r$ ,  $c_v$  e  $\sigma_p'$ ).

2.2.4- Factores químicos e biológicos que podem ser prejudiciais ao reforço.

2.3 – Variação das propriedades do solo com a profundidade.

3ª Etapa – Obter as propriedades a nível de engenharia dos materiais que vão constituir o aterro.

3.1- Classificação das propriedades.

3.2- Relação entre as densidades dos vários materiais.

3.3- Propriedades da tensão de cisalhamento.

3.4- Factores químicos e biológicos que podem ser prejudiciais ao reforço.

4ª Etapa – Estabelecer os factores de segurança mínimos e os critérios de decisão para o aterro. A seguir são sugeridos os factores mínimos de segurança.

4.1- Capacidade de carga total: 1,5 a 2.

4.2- Estabilidade ao cisalhamento global até ao fim da construção: 1,3.

4.3- Estabilidade ao cisalhamento interno, a longo prazo: 1,5.

4.4- Deslizamento lateral: 1,5.

4.5- Carregamento dinâmico.

4.6- Critério de decisão: depende dos requerimentos do projecto.

5ª Etapa – Verificação da capacidade de carga.

5.1- Quando a espessura do solo mole é muito maior que a largura do aterro, usa-se a teoria clássica para a capacidade de carga:

$$q_{ult} = \gamma \cdot H = c_u \cdot N_c \quad (26)$$

5.2- Quando o solo mole é limitado em profundidade, deve realizar-se uma análise ao derrube lateral.

6ª Etapa – Verificar a estabilidade ao cisalhamento rotacional.

Fazer uma análise à superfície de deslizamento rotacional no aterro não reforçado para determinar a superfície crítica de colapso e o factor de segurança contra a instabilidade ao cisalhamento local.

6.1- Se o factor de segurança calculado é maior que o mínimo requerido, então não é necessário reforçar.

6.2- Se o factor de segurança calculado é menor que o mínimo requerido, então calcula-se a força de reforço necessária,  $T_g$ , para proporcionar um factor de segurança apropriado. Ver a Figura 14.

7ª Etapa – Verificar a estabilidade ao deslizamento lateral.

Fazer uma análise à estabilidade ao deslizamento lateral.

7.1- Se o factor de segurança calculado é maior que o mínimo requerido, então para este caso não é necessário reforçar.

7.2- Se o factor de segurança não é adequado, então calcula-se a força ao deslizamento lateral do reforço,  $T_{ls}$ , requerida. Ver Figura 24, b). A coesão Solo / Geosintético,  $C_a$ , deve ser assumida como igual a 0 para aterros de solos muito moles ou para pequenos aterros. Um valor para a coesão deve ser incluído com a colocação da segunda e seguintes camadas durante a construção do aterro.

7.3- Verificar o deslizamento depois de reforçar. Ver a Figura 24 a).

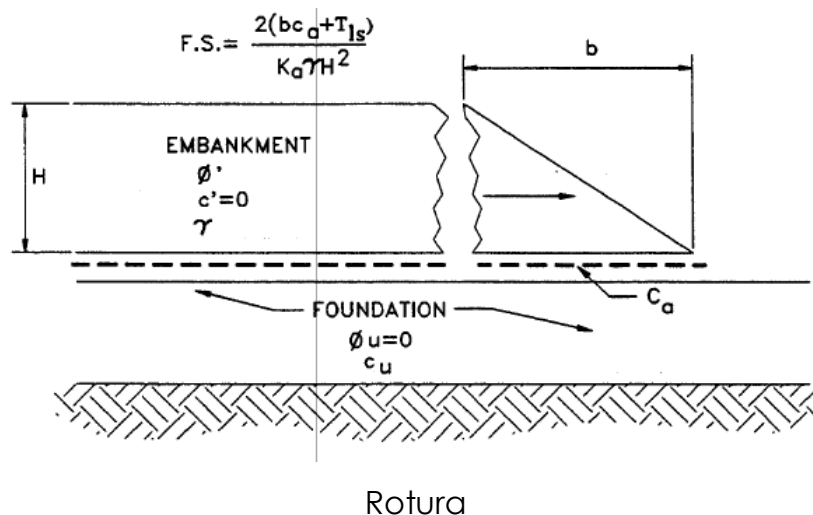
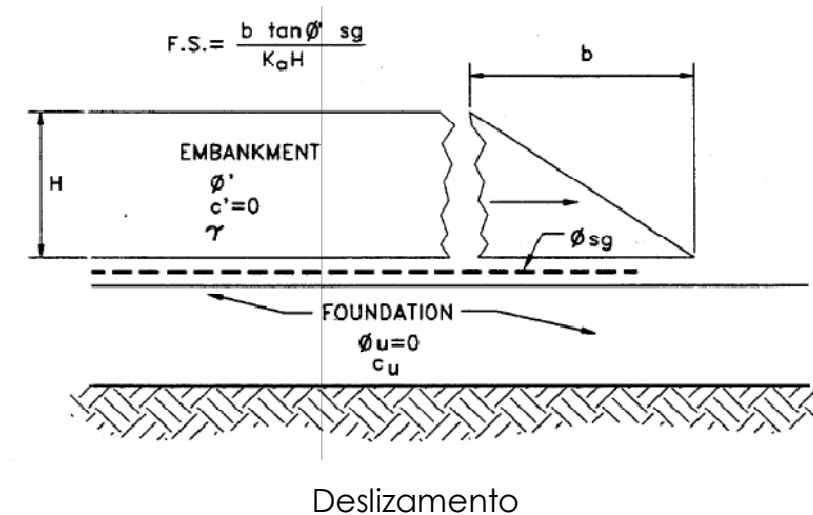


Figura 24 – Reforço requerido para limitar a expansão lateral do aterro. a) Reforço do aterro ao deslizamento; Rotura do reforço e deslizamento do aterro no solo de fundação [Bonaparte e Christopher (1987)].

8ª Etapa – Estabelecer os requerimentos da deformação tolerável para o Geossintético e calcular o módulo de reforço,  $J$ , baseado no teste de elasticidade (ASTM D 4595).

$$\text{Módulo do Reforço: } J = T_{1s} / \epsilon_{\text{geossintético}} \quad (27)$$

Os valores de deformação recomendados, baseados no tipo de materiais que constituem a camada e para construção sobre turfas, são:

Solos subconsolidados:  $\epsilon_{\text{geossintético}} = 5 \text{ a } 10 \%$

Solos coesivos:  $\epsilon_{\text{geossintético}} = 2 \%$

Turfas:  $\epsilon_{\text{geossintético}} = 2 \text{ a } 10 \%$

9ª Etapa – Estabelecer força do geossintético requirida na direcção longitudinal do aterro.

9.1- Verificar a capacidade de carga e a estabilidade rotacional do declive para o fim do aterro.

9.2- Usar a força e a deformação do reforço determinada, para controlar a fase de construção do aterro e a fase seguinte.

10ª Etapa – Estabelecer as propriedades do geossintético.

10.1- Os esforços e os módulos são baseados na ASTM D 4595 através do teste de tensão. Este teste permite definir o módulo de elasticidade em diferentes fases: (i) módulo de tensão inicial; (ii) variação do módulo de elasticidade; (iii) módulo de elasticidade secante. Além disso o módulo de elasticidade secante deve ser definido entre dois pontos tensionados quaisquer. O módulo do geossintético para o dimensionamento de aterros deve ser determinado usando módulos secantes, definidos com o ponto de tensão 0 e o ponto de tensão limite (2 a 10%).

10.2- A força ao corte é quantificada com ASTM D 4884 método de teste, e é igual ao da força requirida na direcção longitudinal do aterro.

10.3- A fricção solo / geossintético,  $\phi_{sg}$ , baseia-se na ASTM D 5321 in situ. Para estimativas preliminares, assume-se  $\phi_{sg} = 2/3\phi$ , para o dimensionamento recomendam-se testes.

10.4- Espessura do geossintético baseada nas condições do local e na experiência.

10.5- Seleccionar o tempo de vida e os requerimentos construtivos para o geossintético baseado nas condições do local, nos materiais e equipamentos.

11ª Etapa – Estimar a dimensão e a utilização do aterro.

11.1- Usar os procedimentos geotécnicos convencionais.

12ª Etapa – Estabelecer procedimentos e sequências de construção.

13ª Etapa – Estabelecer requerimentos de observação na construção.

14ª Etapa – Organizar reuniões de pré-construção.

15ª Etapa – Observar a construção.

### **1.4.3 - Considerações Finais**

É recomendável fixar factores de segurança mínimos em projectos com elevado sentido prático. O factor pode ser ajustado dependendo: do método de análise, do conhecimento das condições do sub solo, das condições das amostras e ensaios do solo, dos custos de um possível desaire, da probabilidade da ocorrência de casos inesperados e da experiência do engenheiro em projectos similares. Resumindo, todas as cargas variáveis, análises e propriedades do solo influenciam a escolha do factor de segurança apropriado.

Os factores de segurança tipicamente usados em aterros não reforçados, também podem ser usados em aterros reforçados.

Quando o factor de segurança calculado é maior que 1, mas menor que o mínimo considerado, deve usar-se 1,3 ou 1,5, porque depois o geossintético vai fornecer um factor de segurança adicional, ou um reforço da segurança contra o colapso. Por outro lado, quando o factor de segurança calculado para um aterro não reforçado é menor do que 1, o reforço com geossintético faz a diferença entre o sucesso e o colapso do aterro.

O reforço não vai aumentar a capacidade de carga do solo de fundação. Se este não conseguir resistir ao peso do aterro, não se poderá construir o aterro. Assim, a capacidade de carga total do aterro tem de ser satisfatória antes de se considerar qualquer reforço do aterro. A tensão vertical causada pelo aterro pode ser tratada como uma tensão média sobre toda a largura do aterro, similar a uma fundação semi – rígida.



## **CAPÍTULO 2 – MODELAÇÃO NUMÉRICA**

### **2.1 – Introdução**

Neste capítulo são apresentados ensaios laboratoriais para caracterização de solos. É exposta uma caracterização laboratorial, onde são tratados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais.

Expõe-se também um exercício teórico relativo à construção de um aterro sobre um solo mole.

Por último, apresenta-se uma modelação numérica recorrendo ao programa de cálculo PLAXIS 8.2, onde um aterro sobre um solo mole é modelado. Primeiro sem recurso a reforço na base do aterro e, em seguida, recorrendo ao reforço da base.

### **2.2 - Ensaios Laboratoriais para Caracterização de Solos**

Neste capítulo serão referidos dois tipos de ensaios, utilizados para caracterizar o comportamento do solo. Cada um deles tem como objectivo simular, o mais exacto possível, as solicitações impostas no terreno.

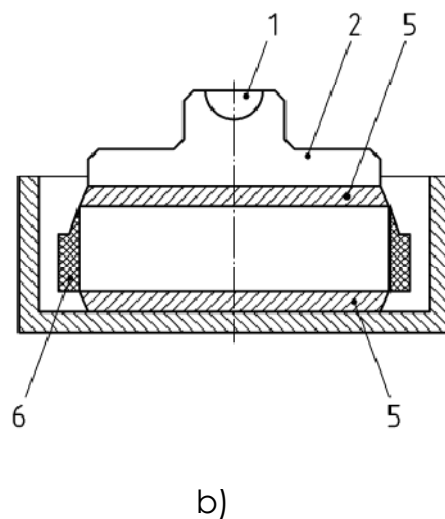
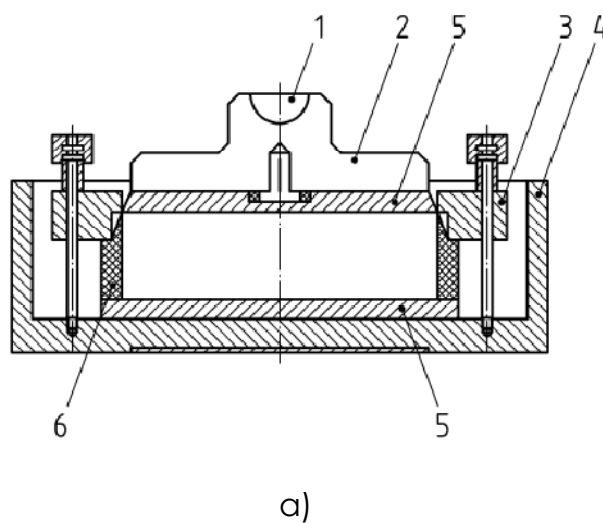
Para melhorar a reprodução das condições “in situ” em ensaios laboratoriais é fundamental preservar os testemunhos da amostragem, assim como conhecer as condições de carregamento e drenagem do solo.

### **2.2.1 - Ensaio Edométrico**

Os ensaios edométricos podem também ser denominados por ensaios de consolidação unidireccional. Estes ensaios têm como finalidade simular as condições de carregamento, deformação e drenagem existentes em estratos confinados de argila.

Quando se colhe a amostra, esta está em profundidade, e sob uma tensão mais elevada. Assim, é forçoso restabelecer as condições de origem da amostra, especialmente o coeficiente de impulso em repouso. Esta última grandeza é a razão entre a tensão efectiva horizontal e a tensão efectiva vertical. Após este restabelecimento das tensões de campo (normalmente de repouso) procede-se então à consolidação da amostra. Esta consolidação é feita de forma que as tensões efectivas aplicadas em laboratório reflectam o estado de tensão efectivo de campo.

Na Figura 25 está representado o equipamento para o ensaio edométrico.



1 – Suporte; 2 – Carga; 3 – Impedimento lateral do anel; 4 – Contentor; 5 – Pedras porosas; 6 – Anel rígido.

Figura 25 – Esquema do equipamento para o ensaio edométrico. a) anel fixo; b) anel móvel [2].

Alguns dos parâmetros que é possível obter através da realização deste ensaio são: a permeabilidade, o coeficiente de consolidação, a compressibilidade, as características de fluência e a tensão de pré-consolidação (Borges, 1995).

O ensaio consiste na colocação de uma amostra de forma cilíndrica num anel metálico. Depois de confinada a amostra, coloca-se material

drenante (nº. 5 da Figura 25) nas bases superior e inferior do provete, de forma a permitir a drenagem livre do solo argiloso.

A amostra é sujeita a carregamentos progressivos, pela aplicação de uma carga vertical, aplicada em escalões. É comum que o escalão de carga seja o dobro do escalão que o precede. Cada escalão de carga é mantido, pelo menos, durante 24 horas, sendo medida a deformação vertical da amostra ao longo do tempo.

Usualmente realiza-se uma fase de descarga, depois de se ultrapassar a tensão de pré-consolidação, onde se reduz o valor da carga. No caso de, em escalões consecutivos, se duplicar a carga é comum que essa redução, durante a fase de descarga, ocorra até ao valor da carga aplicada no último escalão dividida por quatro. As deformações obtidas no processo de descarga são inferiores às verificadas na fase de carregamento e essa diferença de deformação tem o nome de deformação residual (Head 1982).

Dos resultados do ensaio edométrico podem-se definir vários parâmetros do solo, ver Figura 26, descritos por Fernandes (2006):

- índice de compressibilidade do solo ( $c_c$ ), que é o declive do ramo virgem da curva em módulo;
- índice de recompressibilidade ( $c_r$ ), que é o declive do ramo de recompressão em módulo;
- índice de expansibilidade ( $c_s$ ), que é o declive, em módulo, do ramo que representa a expansividade da argila;
- coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ), que é a variação do índice de vazios por unidade de aumento de tensão, também em módulo.

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right|; \quad (28)$$

Com:

$\Delta e$  - variação do índice de vazios;

$\Delta \sigma'_v$  - acréscimo da tensão efectiva vertical.

- coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ), que é a razão entre a deformação volumétrica e a variação da tensão efectiva do solo.

$$m_v = \frac{\varepsilon_{vol}}{\Delta \sigma'_v} (kPa^{-1}) \text{ ou } m_v = \frac{1}{1+e_0} a_v (kPa^{-1}) \quad (29)$$

$$\varepsilon_{vol} = \frac{\Delta h}{h_0} (\%) \quad (30)$$

com:  $h_0$  - altura inicial da amostra de solo;

$\Delta h$  - variação da altura da amostra.

- tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) é a máxima tensão vertical a que o solo já esteve sujeito. Para a sua obtenção pode utilizar-se o Método de Casagrande.

- coeficiente de consolidação ( $C_v$ ) é o parâmetro que determina o tempo de consolidação do solo.

Existem dois métodos para encontrar esse coeficiente:

Método de Taylor e Método de Casagrande. Estes métodos têm por base as curvas obtidas do ensaio edométrico. De facto, neste ensaio, de cada carregamento resulta uma curva  $\Delta h - t$ , que relaciona a variação da espessura da amostra ( $\Delta h$ ) com o tempo ( $t$ ).

O Método de Casagrande para a determinação da tensão de pré-consolidação consiste em:

1 - localizar na curva  $\log(\sigma'v)$  – e o ponto com menor raio de curvatura;

2 - traçar nesse ponto uma recta horizontal (c) e outra recta tangente (B) à curva;

3 - traçar a bissectriz do ângulo formado pelas duas rectas anteriores;

4 - prolongar a parte recta da curva de consolidação. A abcissa do ponto de intersecção desta com a bissectriz corresponde ao valor da tensão de pré-consolidação.

Em anexo é apresentado o gráfico resultante do método de Casagrande.

Segue-se uma breve descrição dos dois métodos referidos e geralmente utilizados para determinar o coeficiente de consolidação a partir dos ensaios edométricos.

1 - Método de Taylor,

$$C_v = \frac{T_{90} \times H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 \times H^2}{t_{90}} (m^2 / s) \quad (31)$$

Com:

$T_{90}$  – factor tempo correspondente ao grau de consolidação médio ( $\bar{U}$ ) de 90%;

H – máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

$t_{90}$  – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.

## 2 - Método de Casagrande

$$C_v = \frac{T_{50} \times H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 \times H^2}{t_{50}} (m^2 / s) \quad (32)$$

Com:

$T_{50}$  – factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%;

$t_{50}$  – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.

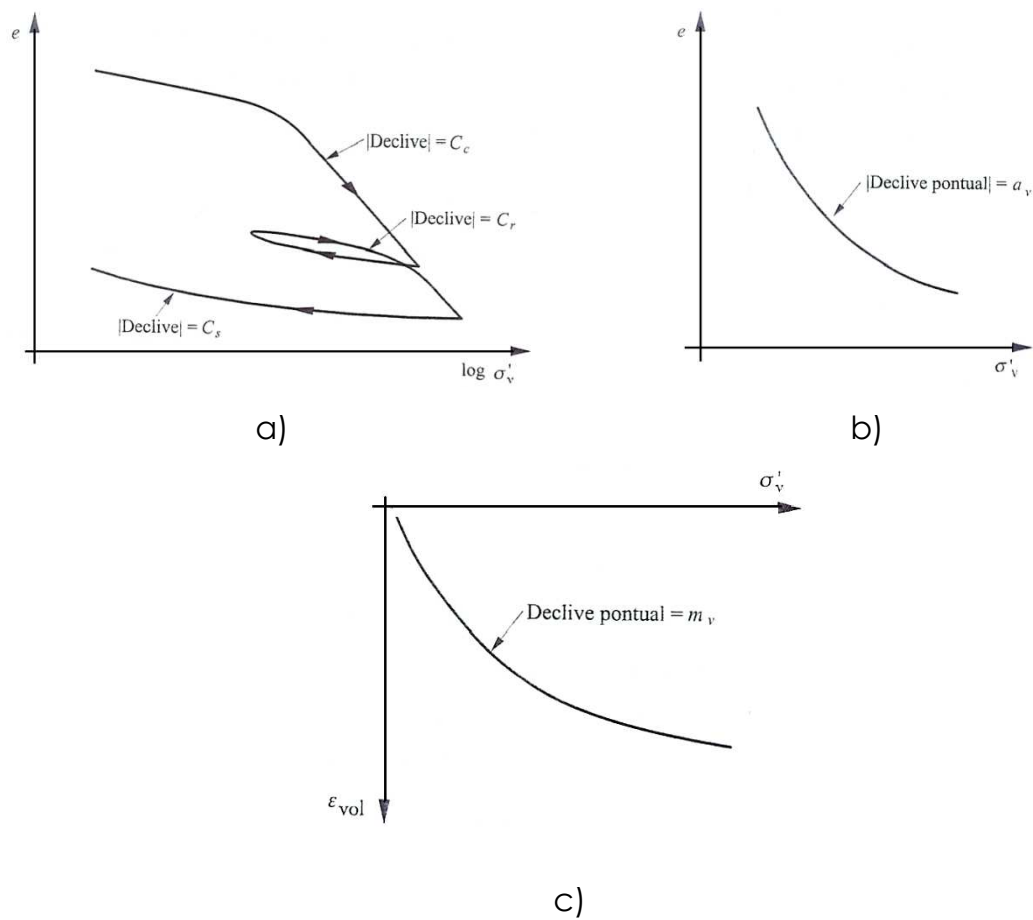


Figura 26 - Parâmetros que definem a compressibilidade do solo: a) diagrama  $\log(\sigma'_v)$  -  $e$ ; b) diagrama  $\sigma'_v$  -  $e$ ; c) diagrama  $\sigma'_v$  -  $\epsilon_{vol}$  [Fernandes (2006)].

### 2.2.2 – Ensaio Triaxial Não Drenado (CK<sub>0</sub>U)

A partir do ensaio triaxial não drenado (CK<sub>0</sub>U) pode-se saber a resistência não drenada, as características de deformabilidade e os parâmetros de geração das pressões neutras. É um ensaio veloz e com deformação controlada (Borges 1995).

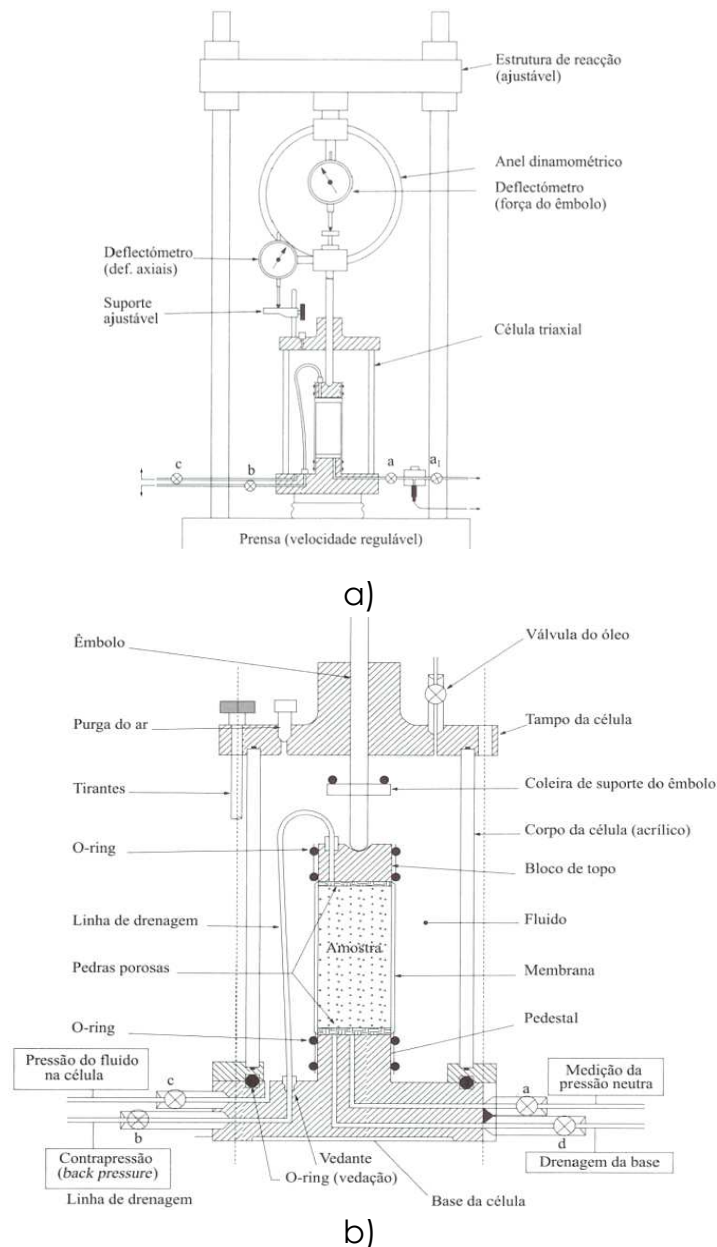


Figura 27 - Equipamento do ensaio triaxial: a) esquema geral da prensa com a célula triaxial; b) pormenor da célula triaxial [Fernandes (2006)].



Segundo Fernandes (2006), as amostras a ensaiar são de forma cilíndrica com um diâmetro a rondar os 38 e 100 milímetros. Não devem exibir distorções, nem variações de volume, ou de teor em água, conservando a estrutura de solo de onde foi retirada.

A amostra é protegida com uma membrana impermeável e é colocada na câmara triaxial de maneira que os eixos da amostra e da câmara coincidam. Colocam-se duas pedras porosas na base superior e inferior da amostra e, em seguida, confina-se a amostra através da introdução de água na célula para preencher os vazios. O ar pode destabilizar os aparelhos de medição, tais como transdutores de pressão. A introdução de água tem, neste caso, de ser controlada pois pode danificar a amostra se for em demasia. Quando a razão entre a tensão neutra e a tensão total for igual à unidade, considera-se que a amostra está saturada. Regula-se o valor da pressão neutra através de uma ligação existente a um actuador hidráulico. Essa ligação é representada na Figura 27 pela ligação "c".

Depois de a amostra estar saturada, segue-se a fase de consolidação e inicia-se o ensaio através da aplicação da carga. A amostra é carregada por um êmbolo e a força aplicada pelo êmbolo mede-se a partir de um anel dinamométrico, de um transdutor de força ou de células de cargas submersíveis.

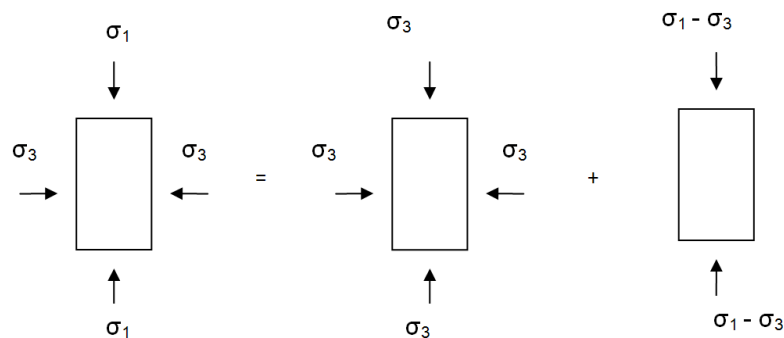


Figura 28 - Forças aplicadas à amostra de solo durante o ensaio triaxial não-drenado.

Na Figura 28 tem-se que:

$\sigma_3$ : é a tensão da água contida na câmara triaxial;

$\sigma_1$ : é a tensão axial aplicada;

$\sigma_1 - \sigma_3$ : é a tensão vertical que realmente é aplicada através do êmbolo (correntemente designada por tensão de desvio).

Segundo Fernandes (2006), o processo de consolidação ocorre devido ao excesso de pressão neutra, este dissipa-se e a água dos poros da amostra recupera as condições de equilíbrio. Caso o processo não ocorra totalmente durante a fase de carregamento da amostra, evidenciam-se duas fases: uma fase de carregamento não drenado, onde existe excesso de tensão neutra ( $u$ ) sem ocorrer variação de teor de água no solo e outra fase que corresponde à dissipação do excesso de tensão neutra.

As deformações triaxiais que as amostras do solo sofrem ao longo do carregamento triaxial são medidas com um deflectómetro ou um transdutor de deslocamentos ligado ao êmbolo.

As várias fases do ensaio triaxial não drenado encontram-se ilustradas na Figura 29.

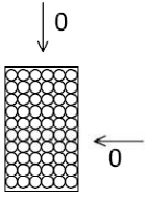
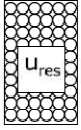
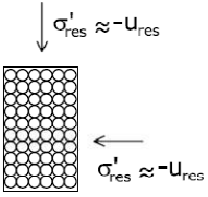
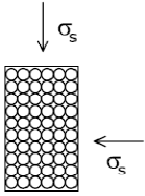
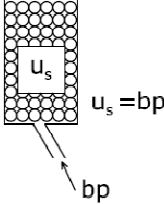
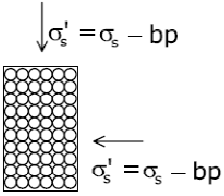
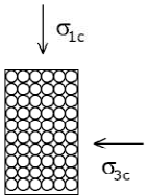
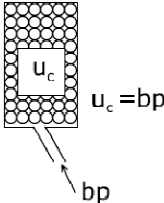
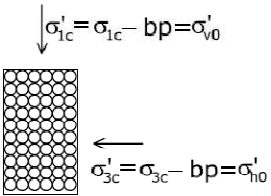
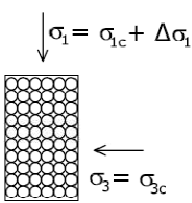
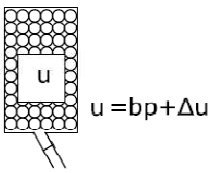
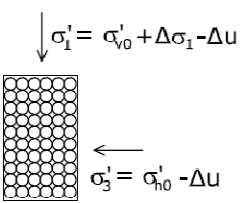
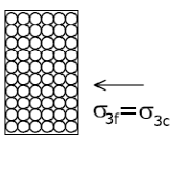
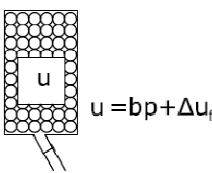
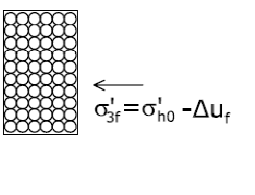
Fase	Tensões totais	Pressão neutra	Tensões efectivas	Observações
Obtenção, preparação e montagem da amostra				$u_{res}$ - Pressão neutra residual de origem capilar
Saturação				$bp$ - Contrapressão variável (crescente). $\sigma_s$ - Tensão isotrópica variável, um pouco superior a $bp$ .
Consolidação tipo $K_0$				$bp$ - Valor final da contrapressão da fase anterior.
Corte não drenado				$\Delta\sigma_1$ - Tensão de desvio incremental. $\sigma_3$ - Tensão horizontal total, constante. $\Delta u$ - Excesso de pressão neutra.
Rotura ( <i>failure</i> )				$\Delta\sigma_{1f}$ - Tensão de desvio incremental na rotura. $\Delta u_f$ - Excesso de pressão neutra.

Figura 29 – Etapas do ensaio triaxial não drenado [Fernandes (2006)].

### **2.2.3 – Caracterização Laboratorial**

Neste trabalho procurou-se estudar um solo mole da zona de Aveiro. Foram realizados alguns ensaios laboratoriais, no laboratório da Universidade de Aveiro, de forma a obter alguns dos parâmetros que caracterizam o solo em estudo.

Estes ensaios e os resultados obtidos são descritos em seguida.

#### **2.2.3.1 – Análise Granulométrica**

Durante o ensaio de determinação da composição granulométrica do solo, concluiu-se que este é constituído por: 40% de solo arenoso com fragmentos de conchas e 60% de fracção fina.

Assim, o ensaio foi realizado em duas fases. Para a fracção mais grosseira do solo foi utilizado o processo de peneiração.

A segunda fase do ensaio consistiu em analisar os 60% da amostra restantes que corresponde à parte fina do solo estudado. Este ensaio decorreu segundo a Norma E 196 (1966) - LNEC.

Tabela 2 – Composição granulométrica da amostra.

PENEIRO DE LAVAGEM (0,075mm)						
Massa do recipiente = 389,59 g			Massa do recipiente + solo seco após lavagem = 446,41 g			
Massa do recipiente + solo inicial = 526,71 g			Massa solo > 0,075mm após lavagem = 56,82 g			
Massa do solo inicial = 137,12 g			Perda na lavagem = 80,30 g			
PENEIRAÇÃO						
	n.º	Abertura da malha (mm)	Massa retida (g)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida acumulada (%)	Porcentagem passada acumulada (%)
FRACÇÃO GROSSA	3"	76,10	0,00	0,00	0,00	100,00
	2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
	1 1/2"	30,10	0,00	0,00	0,00	100,00
	1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
	3/4"	19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	1/2"	12,70	0,00	0,00	0,00	100,00
	3/8"	9,51	0,00	0,00	0,00	100,00
	4	4,76	0,00	0,00	0,00	100,00
FRACÇÃO FINA	10	2,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	20	0,850	0,73	0,53	0,53	99,47
	40	0,425	3,17	2,31	2,84	97,16
	60	0,250	3,20	2,33	5,18	94,82
	140	0,106	20,09	14,65	19,83	80,17
	200	0,075	26,15	19,07	38,90	61,10
	Fundo		3,48	2,54	41,44	58,56
	TOTAL		56,82			

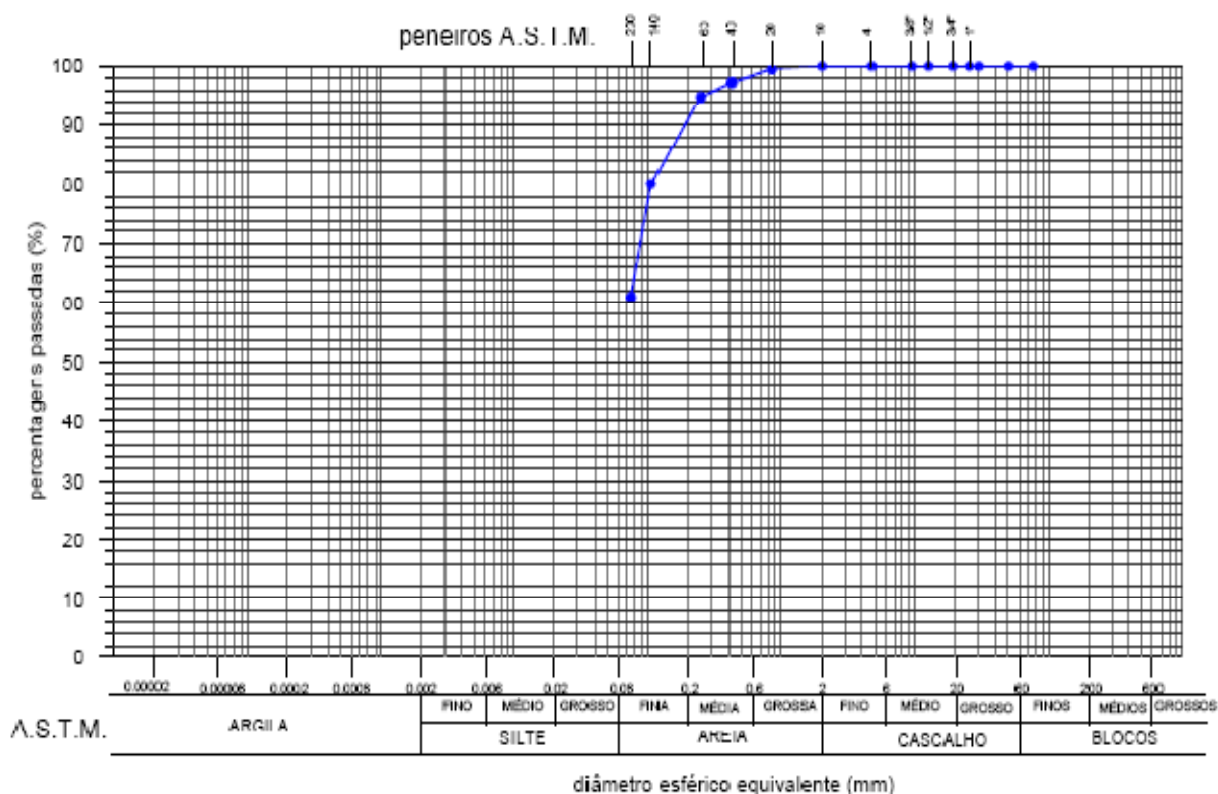


Figura 30 – Curva de distribuição granulométrica da amostra.

### 2.2.3.2 – Limites de Consistência

Os limites de consistência do solo foram determinados tendo por base a NP 143 (1969).

Calculou-se o limite de liquidez do solo usando o método de Casagrande com a utilização de quatro provetes, no seu estado natural. O valor do limite de liquidez obtido foi de 38.

Para o cálculo do limite e do índice de plasticidade, ensaiaram-se três provetes de solo, no estado natural. Obteve-se os valores de 31 para o limite de plasticidade e de 7 para o índice de plasticidade.

Tabela 3 – Descrição da amostra para determinação do limite de liquidez.

	Provete 01	Provete 02	Provete 03	Provete 04
Recipiente n.º	13	14	15	16
Massa do Recipiente =	4,82 g	4,83 g	4,82 g	4,83 g
Massa do Recipiente + solo =	13,39 g	12,67 g	14,30 g	14,36 g
Massa do Recipiente + solo seco =	11,09 g	10,56 g	11,70 g	11,69 g
Massa do solo seco =	6,27 g	5,73 g	6,88 g	6,86 g
Massa da água =	2,30 g	2,11 g	2,60 g	2,67 g
Teor em água (%) =	36,77	36,85	37,79	38,88
Nº Pancadas =	30,0	24,0	18,0	13,0

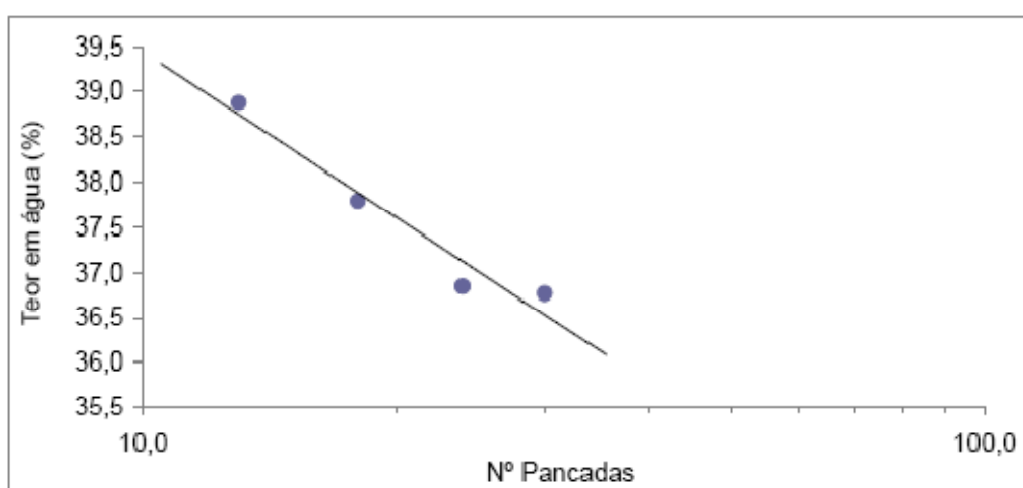


Figura 31 – Limite de liquidez pelo método Concha de Casagrande.

Tabela 4 - Descrição da amostra para determinação do limite de plasticidade.

	Provete 01	Provete 02	Provete 03
Recipiente n.º	V1	V2	V3
Massa do Recipiente =	14,15 g	12,90 g	12,87 g
Massa do Recipiente + solo =	17,32 g	16,53 g	16,15 g
Massa do Recipiente + solo seco =	16,56 g	15,68 g	15,39 g
Massa do solo seco =	2,41 g	2,78 g	2,52 g
Massa da água =	0,75 g	0,85 g	0,76 g
Teor em água (%) =	31,16	30,67	30,32

### 2.2.3.3 – Ensaio Triaxial

Para este ensaio foram ensaiadas três amostras de forma a chegar aos valores para as seguintes variáveis, em função do tempo com a unidade em segundos:

- A) pressão radial, em kPa -  $\sigma_3$
- B) poro-pressão, em kPa -  $u$
- C) deformação radial, em % -  $\epsilon_\alpha$
- D) pressão axial, em kPa -  $\sigma_1$ .

A tensão de consolidação ( $\sigma'_c$ ) apresentada pelos três provetes ensaiados foi a seguinte:

- provete 1: 43 kPa;
- provete 2: 83 kPa;
- provete 3: 208 kPa.

Será agora apresentado o tratamento dos resultados obtidos através do ensaio triaxial.

O primeiro passo é a determinação da resistência não drenada do solo ( $c_u$ ). Para isso procedeu-se do seguinte modo:

– determinou-se os pontos correspondentes à trajectória de tensões ( $s, s'-t$ ), para cada um dos três provetes, utilizando as Equações 33 e 34;

$$s' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - u; \quad (33)$$

$$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}; \quad (34)$$

– determinou-se a resistência não drenada para cada um dos provetes.

$$c_u = \frac{q_{máx}}{2} = t_{máx}; \quad (35)$$

Os resultados obtidos estão representados na Tabela 5.

Tabela 5 – Resistência não drenada.

<i>Proвете</i>	$C_u$ (kPa)
1	43,64
2	55,90
3	98,69

– traçado do gráfico, para cada provete, a partir dos pontos atrás alcançados ( $s'; t_{máx}$ ).



Tabela 6 – Pontos ( $s'$ ;  $t_{máx}$ ).

Provede	( $s'$ ; $t_{máx}$ ) (kpa)
1	(75,33; 43,64)
2	(90,49; 55,90)
3	(181,49; 98,69)

- traçado da linha de rotura (linha  $k_f$ ), com os pontos ( $s'$ ;  $t_{máx}$ ), para cada provede e retirar da Figura 32 os valores de  $a$ ,  $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $c'$ .

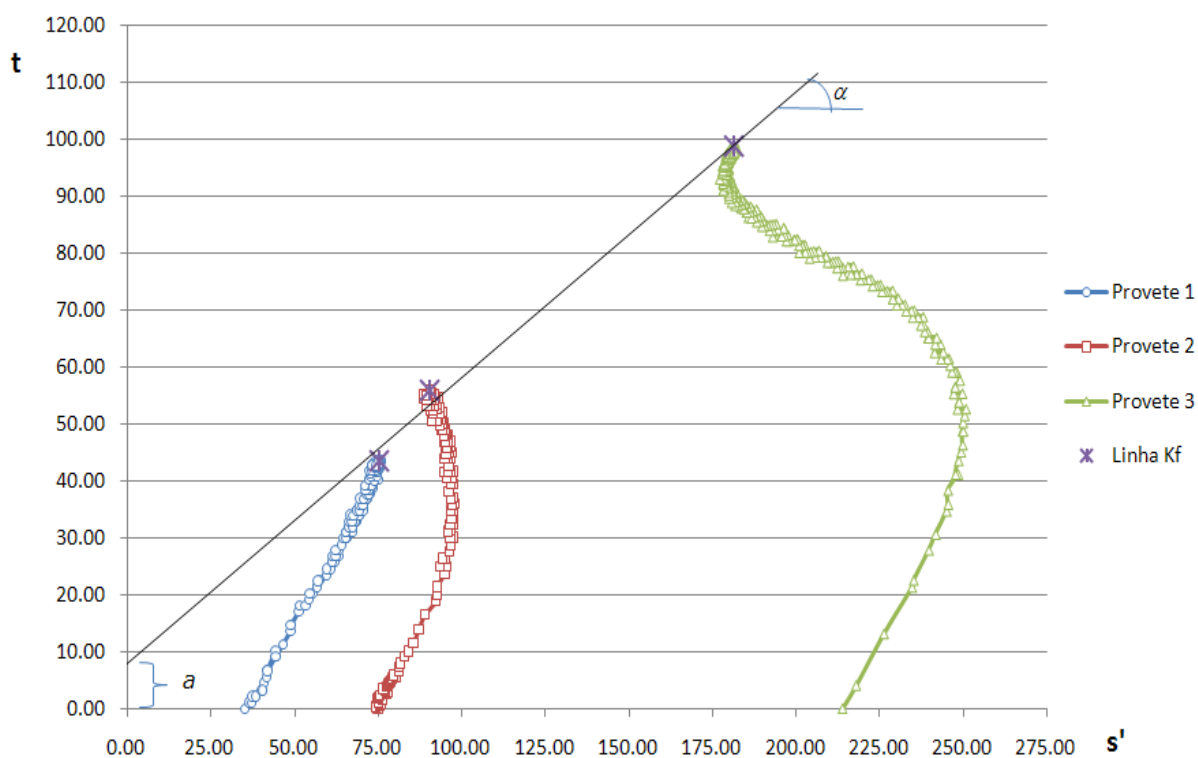


Figura 32 – Diagrama  $s'$  -  $t$  para os três provetes submetidos ao ensaio axial.

Os parâmetros referidos são:

$a$  – corresponde à intersecção da linha  $k_f$  com o eixo dos  $t$ . Neste caso tem o valor de 8 kPa;

$\alpha$  – corresponde ao ângulo de inclinação da linha  $k_f$ ;

$$\alpha = \arctan(\text{declive da linha } k_f) = 26,54^\circ$$

$\phi$  - é o ângulo de atrito do solo.

$$\phi' = \arcsin(\tan(\alpha)) = 30,11^\circ \quad (36)$$

A coesão é determinada recorrendo à Equação 37 e toma o valor de 9,25 kPa.

$$c' = \frac{a}{\cos(\phi)} \quad (37)$$

#### 2.2.3.4 – Ensaio Edométrico

Neste trabalho foram realizados dois ensaios edométricos com duas amostras distintas. Com uma das amostras determinaram-se as suas características na direcção vertical e com a outra na direcção horizontal.

A Tabela 7 apresenta os dados iniciais do provete.

Tabela 7 – Dados iniciais do provete usado no ensaio edométrico.

Dados do provete	Ensaio edométrico	
	VERTICAL	HORIZONTAL
Altura inicial, $h_0$ (mm)	20	20
Teor em água inicial, $w_0$ (%)	18	18
Teor em água final, $w_f$ (%)	29	33
Densidade das partículas de solo	2,78	2,78
Peso volúmico inicial, $\gamma_0$ (kn/m <sup>3</sup> )	14,5	14,14

No ensaio edométrico vertical foram aplicados os escalões de carga: 0-6 kPa, 6-12 kPa, 12-25 kPa, 25-50 kPa, 50-100 kPa, 100-200 kPa, 200-400 kPa, 400-800 kPa, 800-1600 kPa, 800-400 kPa, 400-200 kPa, 200-100 kPa, 100-50 kPa, 50-25 kPa, 25-12 kPa e 12-6 kPa.

Para o ensaio edométrico horizontal aplicou-se, no provete, os seguintes escalões de carga: 0-6 kPa, 6-12 kPa, 12-25 kPa, 25-50 kPa, 50-100 kPa, 100-200 kPa, 200-400 kPa, 400-800 kPa, 800-400 kPa, 400-200 kPa, 200-100 kPa, 100-50 kPa, 50-25 kPa e 25-6 kPa.

Para os dois tipos de ensaio efectuou-se o registo dos assentamentos que o provete apresentou no decorrer do tempo (t), para os instantes 0; 0,1; 0,33; 0,5; 0,67; 0,83; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480; 1440; 2880 minutos.

A seguir efectuou-se o tratamento de dados aos resultados obtidos. Este tratamento é descrito de seguida.

#### Traçar a curva $\sqrt{t} - \Delta h$

Este procedimento tem em conta o assentamento do provete em cada instante, para cada escalão de carga.

$\sqrt{t}$  é a raiz quadrada de cada instante de tempo, em minutos;

$\Delta h$ , em milímetros, é a variação de altura que o provete sofre após o assentamento, a cada instante t.

$$\Delta h = h_0 - s_i \quad (38)$$

Cálculo do coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ) e horizontal ( $c_h$ ), pelo Método de Taylor, para cada escalão de carga.

Traçar uma recta (de equação  $y=mx+b$ ) tangente ao troço inicial da curva  $\sqrt{t} - \Delta h$ :

- escolher três pontos (x; y) no troço inicial da curva  $\sqrt{t} - \Delta h$ ;
- determinar o declive (m) da recta tangente (recta tangente aos três pontos escolhidos);

- considerar o ponto intermédio dos três pontos escolhidos e tirar o valor da ordenada na origem ( $b=y-mx$ );

- a recta tangente é formada pelos seguintes pontos: 
$$\begin{cases} x'=\sqrt{t} \\ y'=mx'+b \end{cases}$$

Traçar a recta cujas ordenadas são 1,15 vezes as ordenadas da recta tangente. A recta é formada pelos seguintes pontos: 
$$\begin{cases} x_2=1,15x' \\ y_2=y' \end{cases}$$

Calcula-se o seu declive ( $m_2$ ) e a sua ordenada na origem ( $b_2$ ) a partir dos pontos da recta.

Retirar, do gráfico, as ordenadas do ponto de intersecção da segunda recta desenhada com a curva  $\sqrt{t} - \Delta h$ , que corresponde ao ponto instantâneo em que o grau de consolidação médio é de 90%. Tem por ordenadas ( $\sqrt{t_{90}} - \Delta h_{90}$ ):

$$\begin{cases} \sqrt{t_{90}} = \text{retira-se por análise visual do gráfico (min)} \\ \Delta h_{90} = m_2 \times \sqrt{t_{90}} + b_2 \text{ (mm)} \end{cases}$$

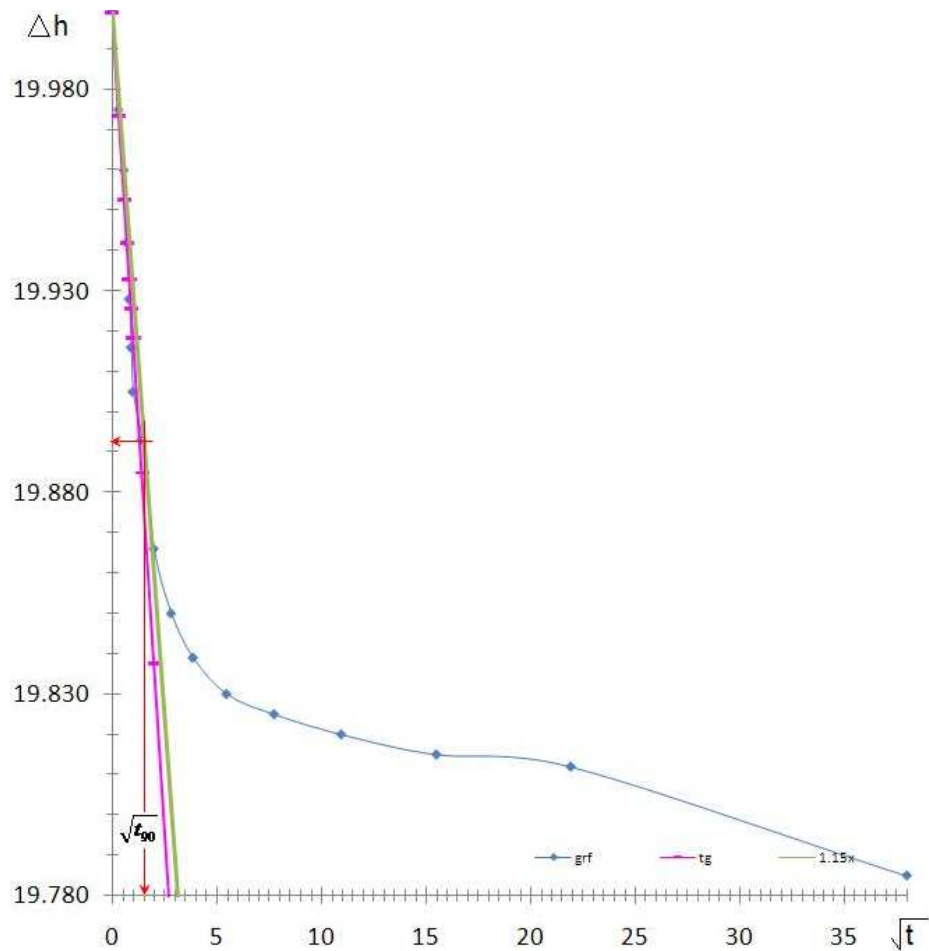


Figura 33 - Cálculo do coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ), pelo Método de Taylor, para o escalão de carga 50 – 100 kPa.

Calcular o módulo de compressibilidade de consolidação vertical e horizontal, para cada escalão de carga.

Estes coeficientes são dados pela Equação 31.

Para o solo em estudo, os parâmetros do solo a considerar são os registados para os níveis de tensão que representam os níveis de tensão do solo "in situ". Consideram-se, assim, os escalões de carga de: 50kPa-100kPa ( $\sigma'_0=56,20\text{kPa}$ ) e 100kPa-200kPa ( $\sigma'_{\text{final}}=120,20\text{kPa}$ ). A tensão efectiva final resulta da soma da tensão efectiva inicial (em repouso) com o acréscimo de carga (64kPa).

O módulo de compressibilidade edométrico ( $m_v$  e  $m_h$ ) dado pela Equação 29.

Para este caso concreto, obtém-se:

50kPa-100kPa  $\rightarrow m_{v1}=0,009366\text{kPa}^{-1}$  e  $m_{h1}=0,009276\text{kPa}^{-1}$

100kPa-200kPa  $\rightarrow m_{v1}=0,006311\text{kPa}^{-1}$  e  $m_{h2}=0,006303\text{kPa}^{-1}$

Fazendo a média ponderada dos valores determinados em cima, os valores de  $m_v$  e  $m_h$  vem:

$m_v=0,009013\text{kPa}^{-1}$

$m_h=0,007443\text{kPa}^{-1}$

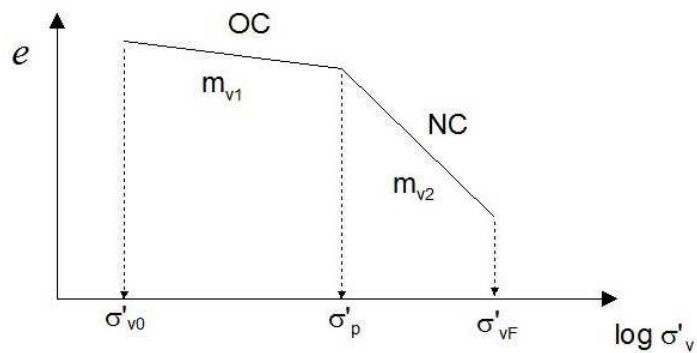


Figura 34 – Gráfico da variação do índice de vazios ( $e$ ) em função de  $\log \sigma'_v$ .

Calcular o coeficiente de permeabilidade ( $k_v$  e  $k_h$ ), para cada escalão de carga.

$$k_v = c_v \times m_v \times \gamma_w (m/s) \quad (39)$$

A Equação 39 é válida tanto para o coeficiente de permeabilidade do solo na direcção vertical ( $k_v$ ), como para a direcção horizontal ( $k_h$ ), adaptando o necessário.

O coeficiente de permeabilidade do solo é obtido através da média ponderada dos coeficientes dos dois escalões de carga que abrangem as tensões inicial e final do solo.

Na direcção vertical o valor obtido foi de  $5,63 \times 10^{-8}$  m/s e na direcção horizontal  $6,36 \times 10^{-8}$  m/s.

Calcular o módulo edométrico (E), em cada escalão de carga.

$$E = \frac{1}{m_v} (kPa) \quad (40)$$

A Equação 40 é válida quando a amostra é confinada lateralmente (não existindo deformação nessa direcção). Substituindo  $m_v$  por  $m_h$  obtém-se o módulo edométrico na direcção horizontal.

$$E_v = 110,95 \text{ kPa}$$

$$E_h = 134,45 \text{ kPa}$$

Determinar os valores da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) do solo nas direcções vertical e horizontal, utilizando o Método de Casagrande.

Os passos usados para determinar os valores da tensão de pré - consolidação são os seguintes:

Traçar a curva  $\log (\sigma'_v) - e$ .

A abcissa da curva obtém-se, para cada escalão de carga (i), igualando  $\sigma'_{v,i}$  (kPa) à carga máxima aplicada em cada escalão. A ordenada calcula-se pela Equação 41.

$$e_i = \frac{h_{f,i} - h_s}{h_s} \quad (41)$$

$$h_s = \frac{h_0}{1 + e_0} \quad (42)$$

$$h_{f,i} = h_0 - s_{f,i} \quad (43)$$

O índice de vazios inicial ( $e_0$ ) obtém-se pela Equação 44, que é válida para solos saturados e toma o valor para o índice de vazios inicial de 0,5mm, para os dois ensaios realizados.

$$e_0 = w_0 \times G_s \quad (44)$$

Os valores de tensão de pré-consolidação do solo obtidos foram: 128,57 kPa e 63,00 kPa para a direcção vertical e horizontal, respectivamente.

Calcular a tensão efectiva inicial do solo ( $\sigma'_0$ ).

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 \quad (45)$$

$$\gamma_{sat,0} = \gamma \times (1 + w) \quad (46)$$

O resultado obtido, nos dois ensaios edométricos, da tensão efectiva inicial foi de 56,20 kPa.

Calcular, o índice de compressibilidade ( $c_c$ ) e o índice de recompressibilidade, pelo Método de Schmertmann ( $c_r$ )

Os valores obtidos foram os seguintes: para o ensaio edométrico na direcção vertical, o valor de  $c_c$  e  $c_r$  foi de 0,180 e 0,015 respectivamente; para o ensaio edométrico na direcção horizontal o valor de  $c_c$  e  $c_r$  foi de 0,212 e 0,038, respectivamente.



### Calcular o assentamento do solo em estudo.

A metodologia apresentada a seguir é referente ao ensaio na direcção vertical, mas é também aplicada à direcção horizontal do mesmo modo.

O valor do assentamento do solo é obtido aplicando a Equação 47 a cada escalão de carga e somando todos os valores obtidos.

$$s_c = m_v \times h_0 \times \Delta \sigma'_v \quad (47)$$

O assentamento é de 7,88 mm e 28,03 mm na direcção vertical e horizontal, respectivamente.

A partir da Equação 48, aplicada a cada escalão de carga e somando os valores obtidos, obtém-se o valor do assentamento do solo.

$$s_c = \frac{h_0}{1 + e_0} \times \left( c_r \times \log \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + c_c \times \log \left( \frac{\sigma'_{v0} - \Delta \sigma'_v}{\sigma'_p} \right) \right) \quad (48)$$

O valor é de 8,01 mm para a direcção vertical e 18,47 mm para a direcção horizontal.

## **2.2.4 – Exercício Teórico**

### **2.2.4.1 - Introdução**

Para uma melhor compreensão dos resultados obtidos e para facilitar a análise crítica dos resultados obtidos a partir da modelação numérica a realizar, foi estudado um problema tipo, recorrendo às metodologias de análise tradicionais. Assim, foi realizado um exercício aqui designado por teórico, relativo à construção de um aterro sobre um solo mole, que consistiu em calcular o seguinte:

- o estado de consolidação da camada mais compressível do aterro;
- os assentamentos associados à execução do aterro (imediatos e por consolidação); foram utilizados os índices de compressibilidade e de recompressibilidade in situ para o cálculo dos assentamentos por consolidação;
- o tempo necessário para que ocorra 90% do assentamento por consolidação primária e a magnitude desse assentamento;
- a distribuição em profundidade do excesso de pressão neutra ao fim de 6 meses após a conclusão da construção do aterro; e o grau de consolidação médio, correspondente ao período de tempo decorrido.

Tal como se referiu, a realização deste exercício é importante, por um lado, para alimentar o modelo numérico, e, por outro lado, para viabilizar a análise de forma crítica dos resultados obtidos pela modelação numérica, realizada com o programa de modelação Plaxis 8.2. A modelação numérica e a análise crítica são apresentadas nas secções seguintes.

#### **2.2.4.2 – Resultados Obtidos**

O perfil geológico que foi usado para este exercício é formado por: uma camada de solo aluvionar lodoso de Aveiro, com 8 metros de espessura, uma camada de 1,5 metros de uma areia média e um aterro de areia com 4 metros de altura.

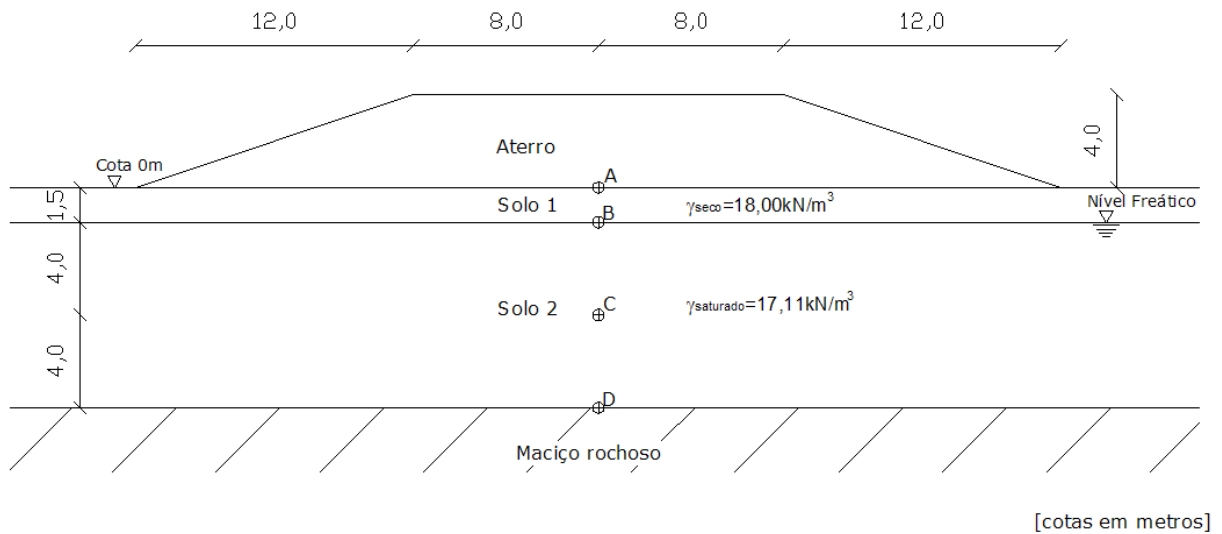


Figura 35 - Esquema do perfil geológico em estudo.

a) Determinação do estado de consolidação da camada mais compressível;

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (49)$$

Para este problema e de acordo com as equações referidas anteriormente, vem:

$$\gamma_{sat,0} = 14,50 \times (1 + 0,18) = 17,11 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma'_0 = (18,00 \times 1,5 + 17,11 \times 4,00) - (9,81 \times 4,00) = 56,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_p = 128,57 \text{ (kPa)} \rightarrow \text{Método Casagrande}$$

$$OCR = \frac{128,57}{56,20} = 2,29$$

Consultando a Tabela 8 retira-se que a argila que compõe o perfil geológico é uma **argila medianamente sobreconsolidada**.

Tabela 8 – Classificação dos solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação [Fernandes (2006)].

Classificação	R <sub>oc</sub>
Normalmente consolidado	≈ 1
Ligeiramente sobreconsolidado	1 a 2
Medianamente sobreconsolidado	2 a 5
Fortemente sobreconsolidado	>5

b) Assentamentos associados à execução do aterro;

b1) - Assentamentos imediatos (s<sub>i</sub>);

Os assentamentos imediatos são obtidos de:

$$s_i = \Delta q_s \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E} \times I_s \quad (50)$$

O valor do acréscimo de carga no solo inerente à execução do aterro ( $\Delta q_s$ ) calcula-se multiplicando a altura do aterro pelo peso volúmico do solo.

$$\Delta q_s = 4,0 \times 16,00 = 64,00 \text{ kPa};$$

$$E = 25000 \text{ kPa};$$

$$\nu = 0,3;$$

Tendo em conta a geometria do aterro, as características do solo e o valor de  $I_s$  retirado da Tabela 9, temos:

$$s_i = 64,00 \times (12,0 + 16,0 + 12,0) \times \frac{1 - 0,3^2}{25000} \times 0,09 = 0,004516 \text{ m} = 4,5 \text{ mm}$$

O assentamento imediato do perfil geológico tem o valor de 4,5 mm.

Tabela 9 - Valores de  $I_s$  considerando um meio elástico como fronteira rígida à profundidade H [Fernandes (2006)].

H/B	Círculo	Rectângulo					
	Diâmetro = B	L/B=1	L/B=1,5	L/B=2	L/B=3	L/B=5	L/B=10
0,0	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
0,1	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>	<b>0,09</b>
0,25	<b>0,24</b>	<b>0,24</b>	<b>0,23</b>	<b>0,23</b>	<b>0,23</b>	<b>0,23</b>	<b>0,23</b>
0,5	<b>0,48</b>	<b>0,48</b>	<b>0,47</b>	<b>0,47</b>	<b>0,47</b>	<b>0,47</b>	<b>0,47</b>
1,0	<b>0,70</b>	<b>0,75</b>	<b>0,81</b>	<b>0,83</b>	<b>0,83</b>	<b>0,83</b>	<b>0,83</b>
1,5	<b>0,80</b>	<b>0,86</b>	<b>0,97</b>	<b>1,03</b>	<b>1,07</b>	<b>1,08</b>	<b>1,08</b>
2,5	<b>0,88</b>	<b>0,97</b>	<b>1,12</b>	<b>1,22</b>	<b>1,33</b>	<b>1,39</b>	<b>1,40</b>
3,5	<b>0,91</b>	<b>1,01</b>	<b>1,19</b>	<b>1,31</b>	<b>1,45</b>	<b>1,56</b>	<b>1,59</b>
5,0	<b>0,94</b>	<b>1,05</b>	<b>1,24</b>	<b>1,38</b>	<b>1,55</b>	<b>1,72</b>	<b>1,82</b>
$\infty$	<b>1,00</b>	<b>1,12</b>	<b>1,36</b>	<b>1,52</b>	<b>1,78</b>	<b>2,10</b>	<b>2,53</b>

b2) - Assentamentos por consolidação ( $s_c$ );

Os assentamentos por consolidação vão ser calculados pela Equação 48.

Neste caso concreto tem-se:

$$\left. \begin{array}{l} h_0 = 8,0m \\ e_0 = 0,5004 \\ \sigma'_p = 128,57kPa \\ \sigma'_{v0} = 56,20kPa \\ c_r = 0,015 \\ c_c = 0,180 \\ \Delta q_s = 64,00kPa \end{array} \right\} s_c = -0,000686m = -0,686mm$$

O assentamento por consolidação é igual a 0,686mm.

c) Tempo necessário para ocorrer 90% do assentamento por consolidação primária e sua grandeza;

O factor tempo é dado por:

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} \Leftrightarrow t = \frac{T_v \times H^2}{c_v} \quad (51)$$

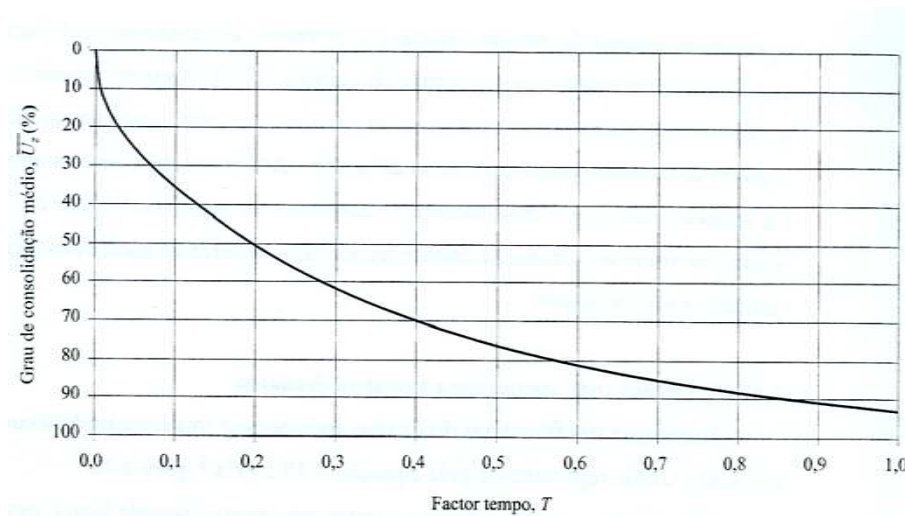


Figura 36 - Gráfico factor tempo - grau de consolidação médio [Fernandes (2006)].

Analisando a Figura 36 tem-se que o factor tempo vertical ( $t_v$ ), toma o valor de 0,848, para um grau de consolidação médio de 90%.

A partir da Equação 52 obtém-se o coeficiente de consolidação vertical ( $c_v$ ):

Que para o problema em estudo fica:

$$c_v = \frac{k_v}{\gamma_w \times m_v} \quad (52)$$

$$\left. \begin{array}{l} k_v = 4,86 \times 10^{-3} \text{ m/dia} = 5,63 \times 10^{-8} \text{ m/s} \\ \gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3 \\ m_v = 0,009013 \text{ kPa}^{-1} \end{array} \right\} c_v = 6,368 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

A maior distância que uma partícula de água tem que percorrer para abandonar o estrato compressivo, uma vez que o perfil geológico apresenta apenas uma fronteira drenante, é igual à espessura da camada de argila ( $H=8,0\text{m}$ ).

$$\text{Logo, } t_{90\%} = \frac{0,848 \times 8,0^2}{6,368 \times 10^{-7}} = 8,52 \times 10^7 \text{ seg} = 2,703 \text{ anos} = 32,44 \text{ meses}$$

O assentamento por consolidação num determinado instante ( $s_c(t)$ ) é dado pela Equação 53:

Que neste caso toma o valor de:

$$s_c(t) = s_c \times U_z(t) \quad (53)$$

$$s_c(32,44 \text{ meses}) = 0,686 \times 0,90 = 0,617 \text{ mm}$$

Assim o tempo necessário para que o solo atinja um grau de consolidação médio de 90% é de 32,44 meses e o assentamento por consolidação no final desse tempo é de 0,617mm.

d) Grau de consolidação médio 6 meses após a construção do aterro;

O factor tempo vertical no fim de 6 meses ( $1,5552 \times 10^7 \text{ seg}$ ) é de, aproximadamente, 0,155.

$$T_v = \frac{c_v \times t}{H^2} = \frac{6,368 \times 10^{-7} \times 1,56 \times 10^7}{8,0^2} = 0,155$$

O grau de consolidação médio em função do factor tempo vertical ( $t_v$ ) obtém-se analisando a Figura 36.

$$U_z = f(T_v) = f(0.228) \cong 44,36\%$$

Seis meses depois da construção do aterro, o estrato compressível apresenta um grau de consolidação médio de 44,36%.

e) Distribuição, em profundidade, do excesso de tensão neutra ( $u$ ), da tensão efectiva vertical ( $\sigma'$ ) e da tensão total ( $\sigma$ );

e1) antes da construção do aterro;

$$u_0 = h_w \times \gamma_w \text{ (kPa)} \quad (54)$$

$$\sigma_0 = d \times \gamma \text{ (kPa)} \quad (55)$$

$$\sigma'_0 = \sigma_0 - u_0 \text{ (kPa)} \quad (56)$$

Tabela 10 – Tensões no solo em condições de repouso.

Pontos	Altura da água $h_w$ (m)	Distância vertical do ponto à cota 0m $D$ (m)	Peso volúmico do solo $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tensão neutra $u_0$ (kPa)	Tensão efectiva $\sigma'_0$ (kPa)	Tensão total $\sigma_0$ (kPa)
A	0,0	0,0	-	0,00	0,00	0,00
B	0,0	1,5	18,00	0,00	27,00	27,00
C	4,0	5,5	17,11	39,24	56,20	95,44
D	8,0	9,5	17,11	78,48	84,40	163,88



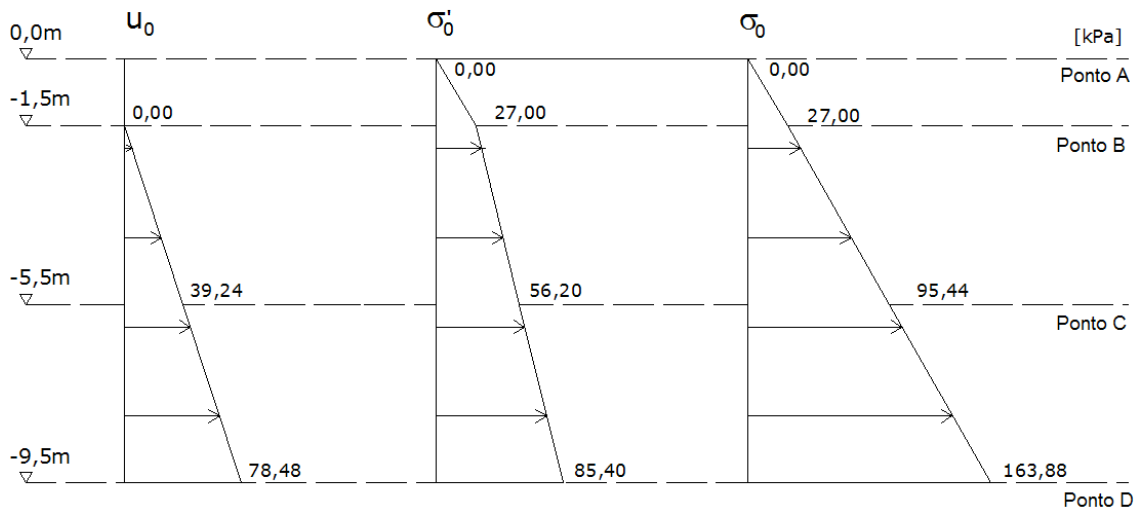


Figura 37 – Distribuição em profundidade das tensões no solo antes da construção do aterro, isto é, no repouso.

e2) Imediatamente após a construção do aterro;

Num instante inicial quando uma carga é aplicada no solo, é a água que suporta totalmente essa carga e não há acréscimo de tensões efectivas, segundo a teoria de Terzaghi.

O solo 1 é uma areia, assim os assentamentos são imediatos e as tensões mantêm-se inalteradas.

$$u_1 = u_0 + \Delta q_s \text{ (kPa)} \quad (57)$$

$$\sigma_1 = \sigma'_1 + u_1 \text{ (kPa)} \quad (58)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_0 \text{ (kPa)} \quad (59)$$

Tabela 11 – Tensões no solo imediatamente depois da construção do aterro.

Pontos	Tensão neutra em repouso $u_0$ (kPa)	Tensão neutra imediatamente após a construção $u_1$ (kPa)	Tensão efectiva $\sigma'_1$ (kPa)	Tensão total $\sigma_1$ (kPa)
A	0,00	0,00	0,00	0,00
B	0,00	64,00	27,00	91,00
C	39,24	103,24	56,20	159,44
D	78,48	142,48	85,40	227,88

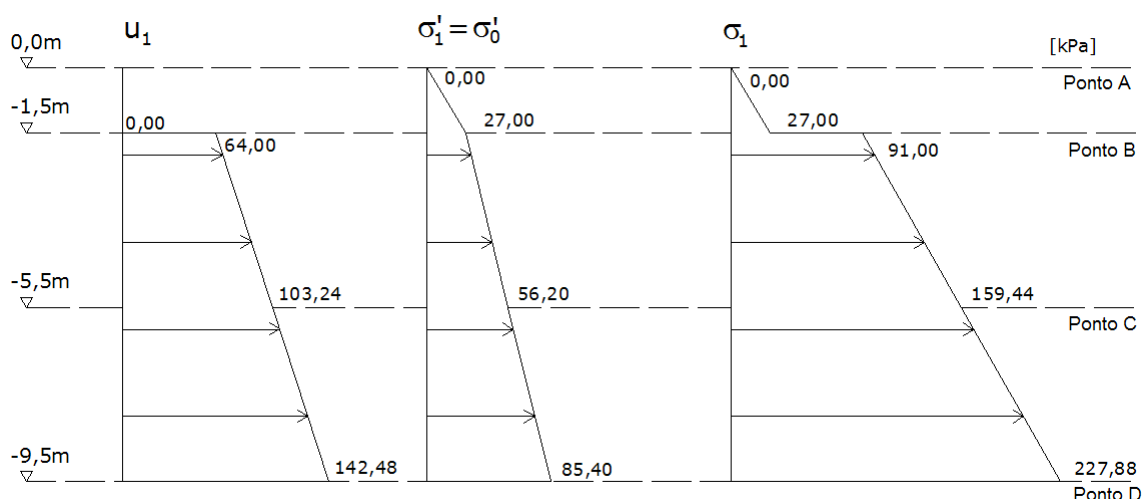


Figura 38 - Distribuição em profundidade das tensões no solo, imediatamente após a construção do aterro.

e3) No final da consolidação;

Nesta fase o excesso de pressão neutra gerado pela construção do aterro foi completamente dissipado e as tensões neutras tomam os valores registados para o solo em repouso.

Há acréscimo de tensão efectiva no solo, uma vez que o acréscimo de tensão transmitido pelo aterro é suportado, unicamente, pelas partículas sólidas.

A tensão total do solo é constante ao longo do processo de consolidação do estrato.

$$u_2 = u_0 \text{ (kPa)} \quad (60)$$

$$\sigma_2 = \sigma'_2 + u_2 = \sigma_1 \text{ (kPa)} \quad (61)$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_0 + \Delta q_s \text{ (kPa)} \quad (62)$$

Tabela 12 – Tensões no solo no final da consolidação.

Pontos	Tensão efectiva $\sigma'_0$ (kPa)	Tensão neutra no fim da consolidação $u_2$ (kPa)	Tensão efectiva $\sigma'_2$ (kPa)	Tensão total $\sigma_2$ (kPa)
A	0,00	0,00	0,00	0,00
B	27,00	0,00	91,00	91,00
C	73,56	39,24	120,20	159,44
D	120,12	78,48	149,40	227,88

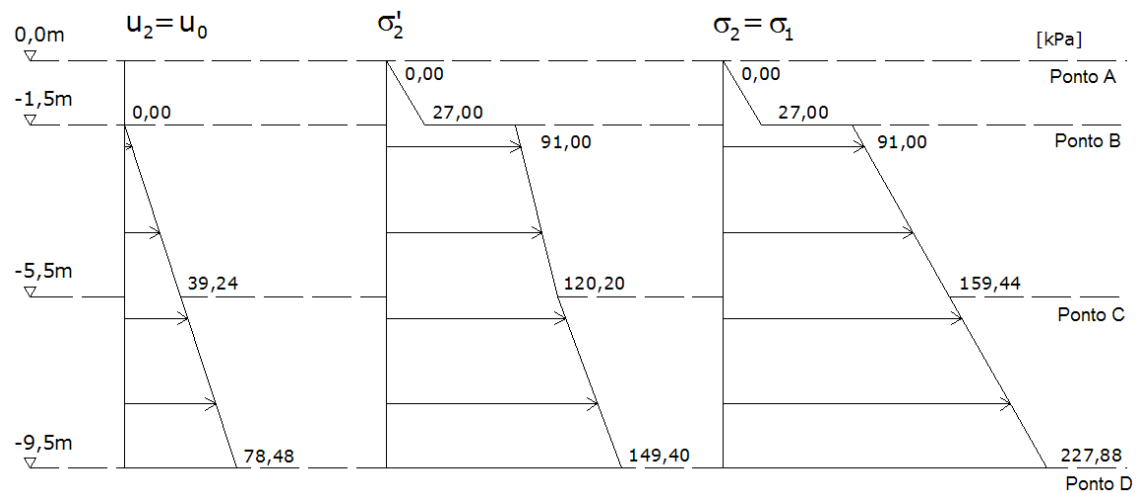


Figura 39 - Distribuição em profundidade das tensões no solo imediatamente no final da consolidação.

e4) Seis meses após a construção do aterro.

$$u_3 = u_0 + u_e(6 \text{ meses}) \text{ (kPa)} \quad (63)$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1 \text{ (kPa)} \quad (64)$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u_3 \text{ (kPa)} \quad (65)$$

- Cálculo de  $u_e(t)$  :

Tomando em conta que:

$$T_v(6 \text{ meses}) = 0,155$$

$$Z(\text{ponto C}) = \frac{z}{H} = \frac{4}{8} = \frac{1}{2}$$

$$Z(\text{ponto D}) = \frac{z}{H} = \frac{8}{8} = 1$$

Onde  $z$  é o factor de profundidade e  $z$  é a distância do ponto que se está a considerar ao topo da camada compressível.

Da Figura 40 retira-se:

$$1 - \frac{u_e(6 \text{ meses})}{u_e(0)} [\text{Ponto C}] \cong 0,42$$

$$1 - \frac{u_e(6 \text{ meses})}{u_e(0)} [\text{Ponto D}] \cong 0,19$$

logo:

$$U_e(6 \text{ meses}) [\text{ponto c}] = (1 - 0,42) \times 64,00 = 37,12 \text{ kpa}$$

$$U_e(6 \text{ meses}) [\text{ponto d}] = (1 - 0,19) \times 64,00 = 51,84 \text{ kpa}$$

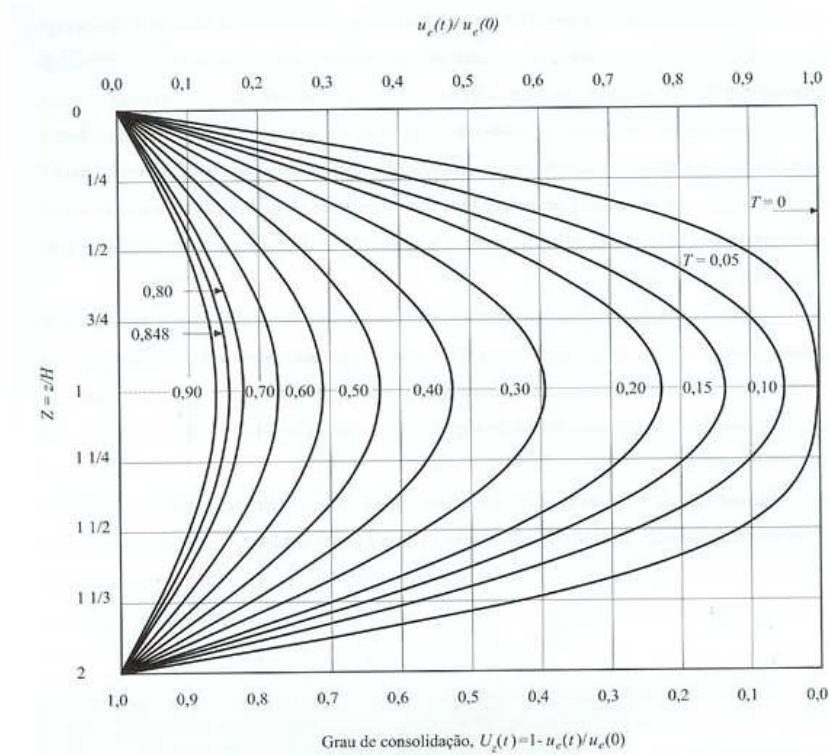


Figura 40 – Solução da equação de consolidação para o caso de dupla fronteira drenante e excesso de pressão neutra inicial constante ao longo da espessura do estrato [Fernandes (2006)].

Tabela 13 – Tensões no solo seis meses após a construção do aterro.

Pontos	Acréscimo de tensão neutra $u_e$ (6 meses) (kPa)	Tensão neutra em repouso $u_0$ (kPa)	Tensão neuta ao fim de 6 meses $u_3$ (kPa)	Tensão efectiva $\sigma'_3$ (kPa)	Tensão total $\sigma_3$ (kPa)
A	-	0,00	0,00	0,00	0,00
B	-	0,00	0,00	91,00	91,00
C	37,12	39,24	76,36	83,08	159,44
D	51,84	78,48	130,32	97,56	227,88

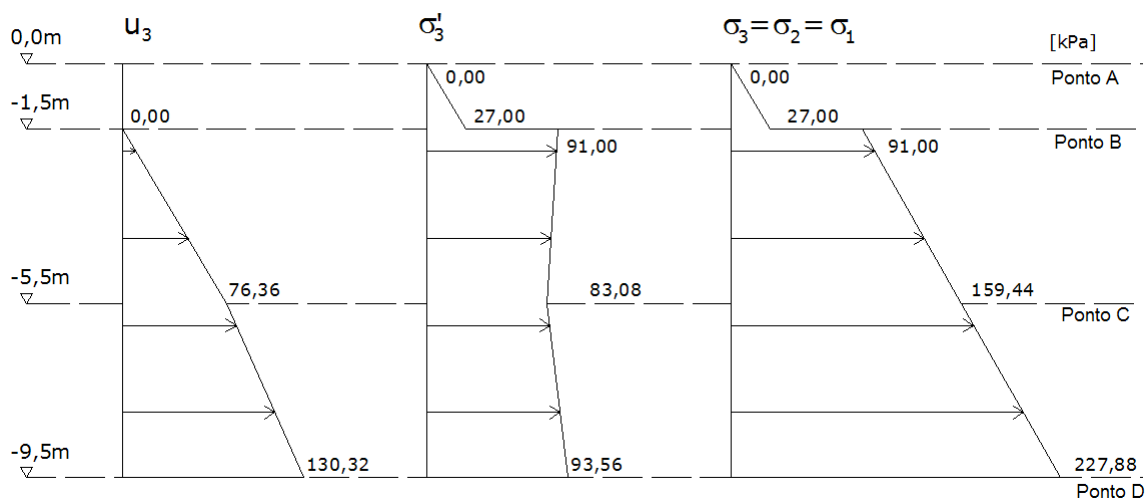


Figura 41 – Distribuição em profundidade das tensões no solo seis meses após a construção do aterro.

## 2.3 – Fases da Modelação Numérica

### 2.3.1 – Características do Solo do Perfil Geológico Utilizado na Modelação Numérica.

Nesta fase e recorrendo ao programa de elementos finitos PLAXIS 8.2, vai realizar-se uma análise numérica de modo a simular o comportamento de um aterro e verificar as suas melhorias com a introdução de elementos de reforço, na sua base.

O objectivo é a criação de um modelo de perfil geológico e, posteriormente, com a introdução de elementos de reforço na base, reforçá-la.

O perfil geológico estudado é o representado na Figura 42 e é composto por duas camadas de solo e um aterro.

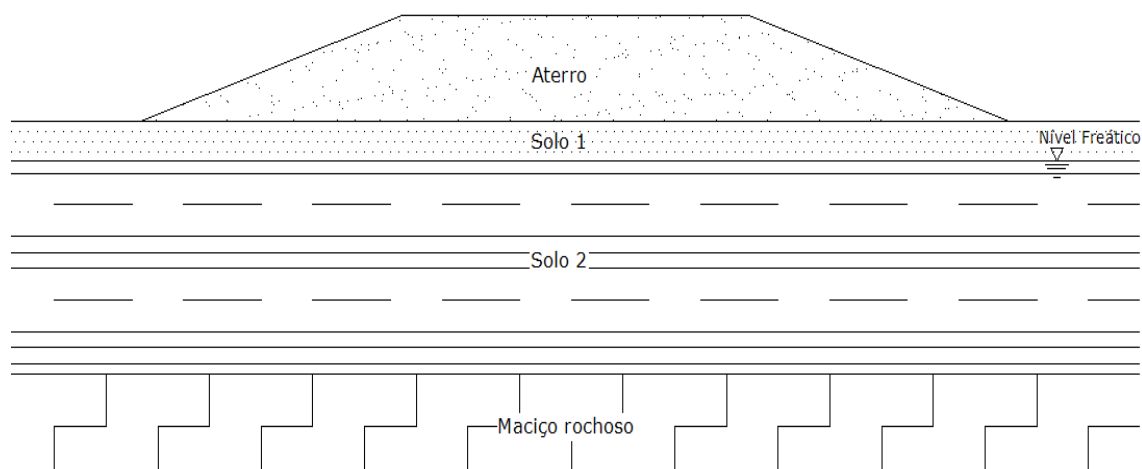


Figura 42 – Perfil geológico a estudar.

O perfil geológico é constituído por: uma camada de solo aluvionar lodoso de Aveiro com 8 metros de espessura, uma camada de 1,5 metros de uma areia média e um aterro de areia com 4 metros de altura.

Na Tabela 14 estão representadas as características dos solos do perfil geológico consideradas no programa de cálculo.

Tabela 14 – Características dos solos do perfil geológico a considerar.

Grandeza Descrição	Unidade	Solo 1	Solo 2	Aterro
		Areia média	Solo aluvionar lodoso de Aveiro	Areia
$h_i$	<i>m</i>	1,5	8,0	4,0
$\gamma_{sat}$	<i>kN/m<sup>3</sup></i>	19,00	17,11	20,00
$\gamma_{unsat}$	<i>kN/m<sup>3</sup></i>	18,00	14,50	16,00
<b>Modelo</b>	-	Mohr- Coulomb	Soft soil	Mohr- Coulomb
$k_v$	<i>m/dia</i>	1,00E-03	4,86E-03	1,00
$k_h$	<i>m/dia</i>	1,00E-03	5,50E-03	1,00
$c'$	<i>kPa</i>	1	9,25	1
$\phi'$	<i>°</i>	30,000	30,109	30,000
$E$	<i>MPa</i>	25-30	-	3
$\nu$	-	0,3-0,35	-	0.3
$c_c$	-	-	0,180	-
$c_s$	-	-	0,015	-
$e_0$	-	-	0,500	-

### 2.3.2 - Introdução ao programa de cálculo de elementos finitos, PLAXIS.

A primeira fase, no programa de cálculo de elementos finitos, PLAXIS 8.2 é a introdução das características do perfil geológico a estudar.

De seguida explica-se, de uma maneira muito sucinta, essa introdução.

Inicialmente vai-se escolher o tipo de modelo a utilizar. Foi escolhido para este perfil o modelo de deformação plana (*plane strain*), com elementos de 15 nós. A seguir definem-se as dimensões necessárias à



geometria do perfil. A altura do perfil definida foi de 13,5 metros com extensão de 40 metros. Depois definiram-se as unidades de comprimento (metros), força (kN) e tempo (dias) considerados na modelação.

Na Figura 43 está indicada metade da geometria do perfil geológico analisado, uma vez que este é simétrico. Para se considerar a construção do aterro em duas fases, dividiu-se essa camada de altura igual.

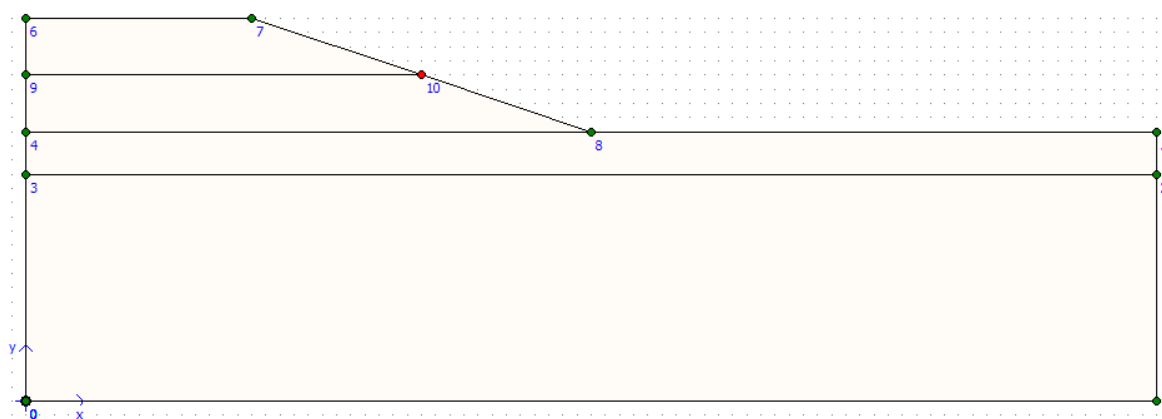


Figura 43 - Geometria do perfil geológico

Depois procede-se à identificação dos materiais de cada camada do perfil geológico, efectua-se a correspondência de cada solo à respectiva camada e definem-se as condições fronteira no solo, considerando que nas fronteiras laterais existe apenas deformação na direcção vertical. O perfil obtido está representado na Figura 44.

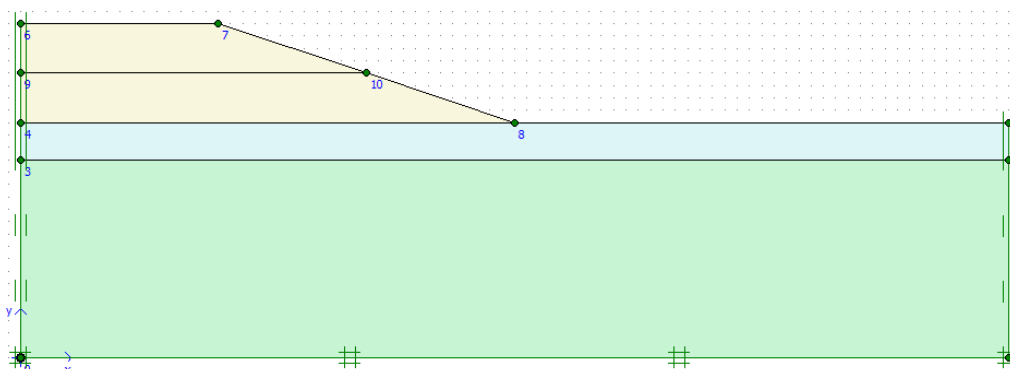


Figura 44 – Perfil geológico com camadas de solo identificadas e com as condições fronteira assinaladas.

De seguida é necessário definir a malha de elementos finitos a utilizar no cálculo. Esta fase é feita pelo programa de cálculo de forma automática. Assim, a geometria do perfil geológico é decomposta em elementos finitos (triângulos com 15 nós) que possibilitam os cálculos posteriores. Refinando a malha de elementos finitos, nomeadamente nas zonas em que se sabe que haverá mais efeitos da construção do aterro e da consolidação, pode-se maximizar os resultados obtidos.

Em seguida determina-se o estado inicial do solo, nomeadamente em termos de tensões. Para isso, especifica-se o estado de tensão do solo e gera-se a tensão inicial da água no solo. O peso específico considerado para a água é de  $9,8 \text{ kN/m}^3$ . Representa-se a posição do nível freático, como indicado na Figura 45 com a palavra "General".

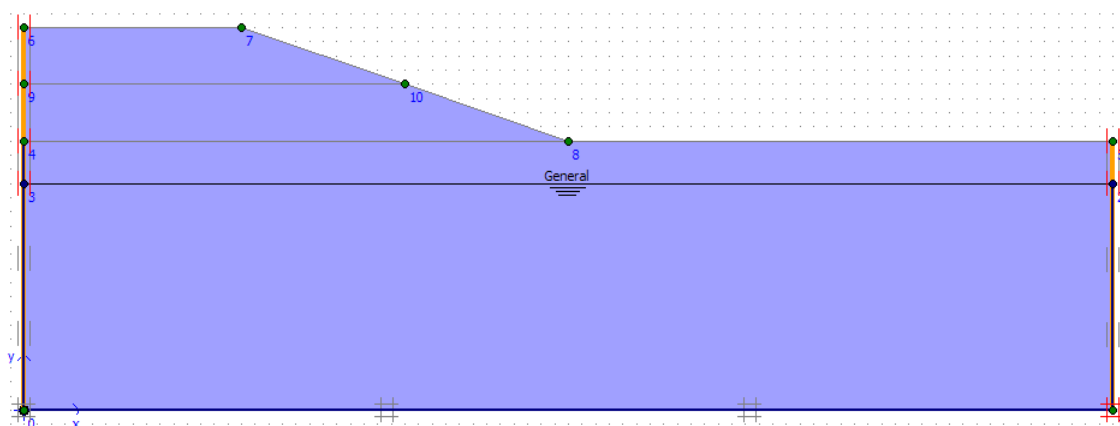


Figura 45 – Estado inicial do perfil geológico.

Para manter o solo sob condições não drenadas surge a necessidade de considerar barreiras laterais de consolidação, que impedem o fluxo da água. As barreiras estão posicionadas nos lados da geometria do perfil de solo (Figura 45).

Em seguida retiram-se da selecção as camadas referentes ao aterro e geram-se novamente as tensões do solo. As tensões agora geradas (sem

o aterro) são consideradas, para efeitos de cálculo, as tensões iniciais do perfil geológico. Finda esta fase passa-se à fase de cálculo.

### **2.3.3 – Diferentes Etapas de Cálculo**

Esta fase é dividida em duas etapas diferentes que são explicadas em seguida.

Numa primeira etapa considera-se que o aterro é construído em zero dias e numa segunda etapa considera-se que o aterro é construído em duas fases.

O objectivo é verificar, através da modelação, o comportamento do solo argiloso, quando é carregado com a construção do aterro sobre ele. Depois, reforçando a base do aterro, vai-se verificar quais os melhoramentos, em termos de assentamentos, que o solo argiloso vai sofrer.

#### **2.3.3.1 – Etapa 1**

Numa primeira análise, para esta etapa, modelou-se todos os solos que constituem o perfil geológico, a partir do método de Mohr Coulomb. A análise, segundo este método, é útil para uma primeira abordagem ao problema. Este modelo estima que as tensões do solo não variam em função da espessura da camada, durante o cálculo.

Numa segunda análise, já com uma ideia do comportamento do solo, modelou-se o perfil geológico usando o método Soft Soil model (SS). Neste método as tensões do solo variam em função da espessura da camada.

Nesta etapa, para simular o comportamento do perfil geológico, construindo o aterro de uma vez só, tem de se introduzir três fases de cálculo. A primeira fase pretende simular o solo no seu estado de repouso e é definida automaticamente pelo programa. Nesta fase as duas partes

de aterro são construídas em simultâneo e num período de tempo de zero dias.

A fase seguinte, a segunda, é calculada partindo da fase 1 e possibilita uma análise do comportamento do solo até se atingir um valor mínimo de pressão neutra, isto é, um valor mínimo para a pressão na água que constitui o perfil geológico. Tomou-se em consideração o valor de 1kPa. Assim, esta fase simula todo o processo de consolidação.

A última fase e terceira, inicia-se na fase 1 e tem como objectivo simular a consolidação do estrato argiloso passados 6 meses, o equivalente a 180 dias, após a construção do aterro.

#### **2.3.3.2 – Etapa 2**

Nesta etapa procedeu-se do mesmo modo que na etapa 1. Modelou-se o perfil geológico a partir do método de Mohr Coulomb e, de seguida, modelou-se usando o método Soft Soil model (SS).

O aterro é construído em duas fases distintas, sendo o início da segunda fase espaçado de cinco dias após a conclusão da primeira fase. Assim para o cálculo consideram-se 5 fases de cálculo.

Na fase 1, iniciada da fase 0 (de repouso), constrói-se a primeira parte do aterro.

A fase seguinte, a 2, corresponde ao intervalo de tempo em que o aterro é construído, sendo neste caso o intervalo de 5 dias.

A fase 3 corresponde à última fase de construção do aterro, onde é construída a outra parte do aterro.

A fase 4 é idêntica à fase 2 da etapa 1. Analisa-se o comportamento do solo para um valor mínimo de pressão neutra de 1kPa e desenvolve-se a partir da fase 3.

A última fase, a quinta, inicia-se da fase 1 e é idêntica à fase 3 da etapa 1. Simula a consolidação do estrato argiloso passados 6 meses, o

equivalente a 180 dias, após a construção do aterro, com a diferença que temos apenas metade do aterro construído.

#### 2.3.4 – Resultados Obtidos com o PLAXIS 8.2

Nesta secção são apresentados e comentados os resultados que se obtêm do programa de cálculo PLAXIS 8.2, depois da modelação. Só são apresentados os resultados obtidos com a modelação do perfil geológico para o método Soft Soil model (SS).

Considerou-se um ponto médio da camada argilosa, que vai ser designado de ponto A, com as coordenadas (0,00; 4,00), o qual foi analisado com mais detalhe (Figura 46).

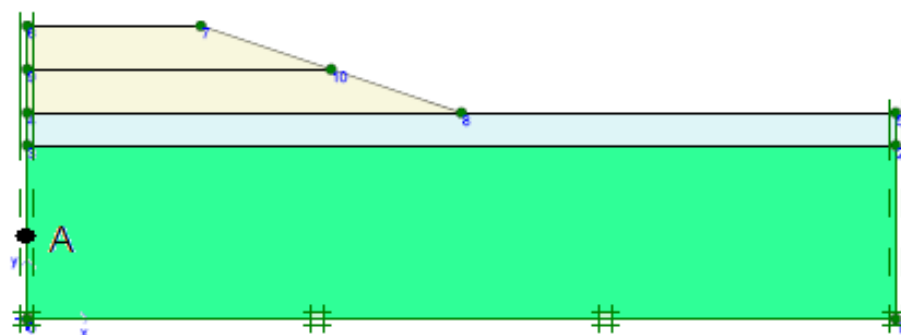


Figura 46 – Definição do ponto A (0,00; 4,00) no perfil geológico.

##### 2.3.4.1 – Análise dos Resultados da Etapa 1.

Em primeiro lugar, para esta etapa, vai-se analisar a tensão neutra e, em segundo, os assentamentos verificados no perfil geológico, para o ponto A, definido na Figura 46, para as diferentes fases de cálculo.

A tensão neutra verificada no perfil geológico, na fase de construção do aterro, está representada no gráfico da Figura 47.

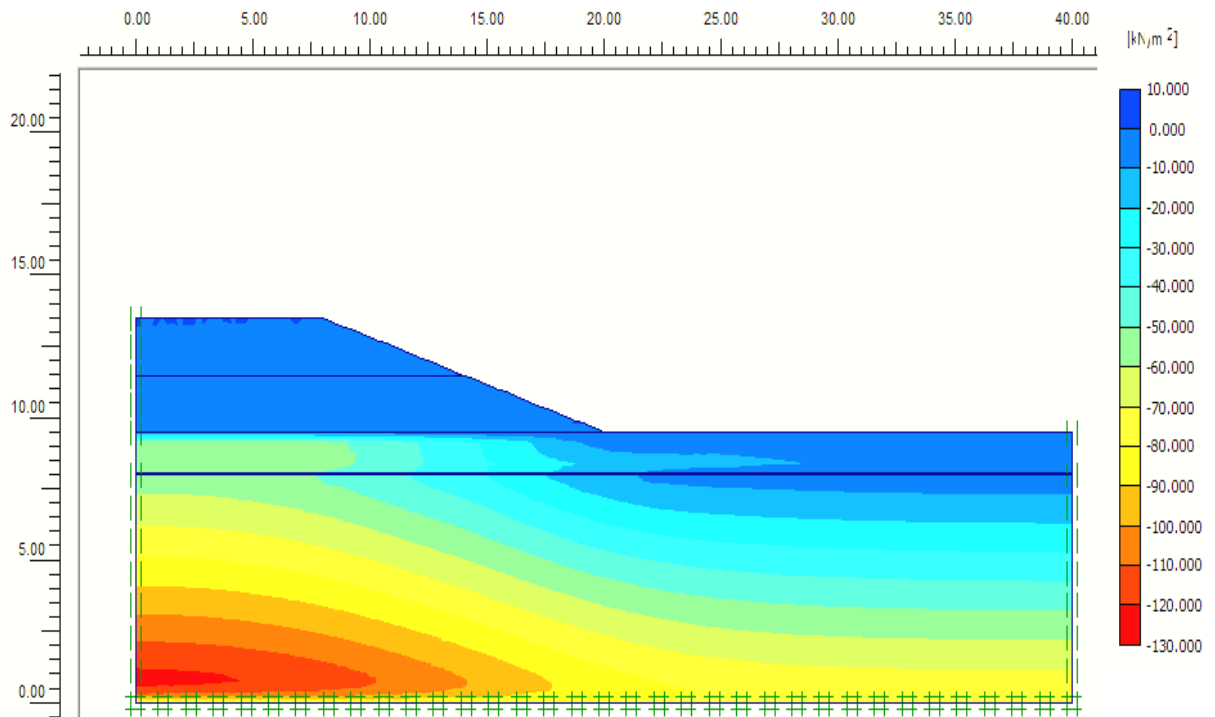


Figura 47 – Valores da tensão neutra no momento de construção do aterro, na etapa 1 de cálculo.

Pode observar-se que, no momento de construção do aterro, os valores máximos da tensão neutra se concentram na base da camada de argila. O máximo obtido é de 122,12 kN/m<sup>2</sup> e ocorre no ponto de coordenadas (0,00 ; 0,00).

Após a fase 3, seis meses após a construção do aterro, verifica-se que a tensão neutra se dispõe de forma constante, por camadas horizontais, ao longo do perfil geológico (Figura 48).

O seu máximo encontra-se junto à base do aterro, ao longo do eixo dos xx, a uma altura Y de três metros.

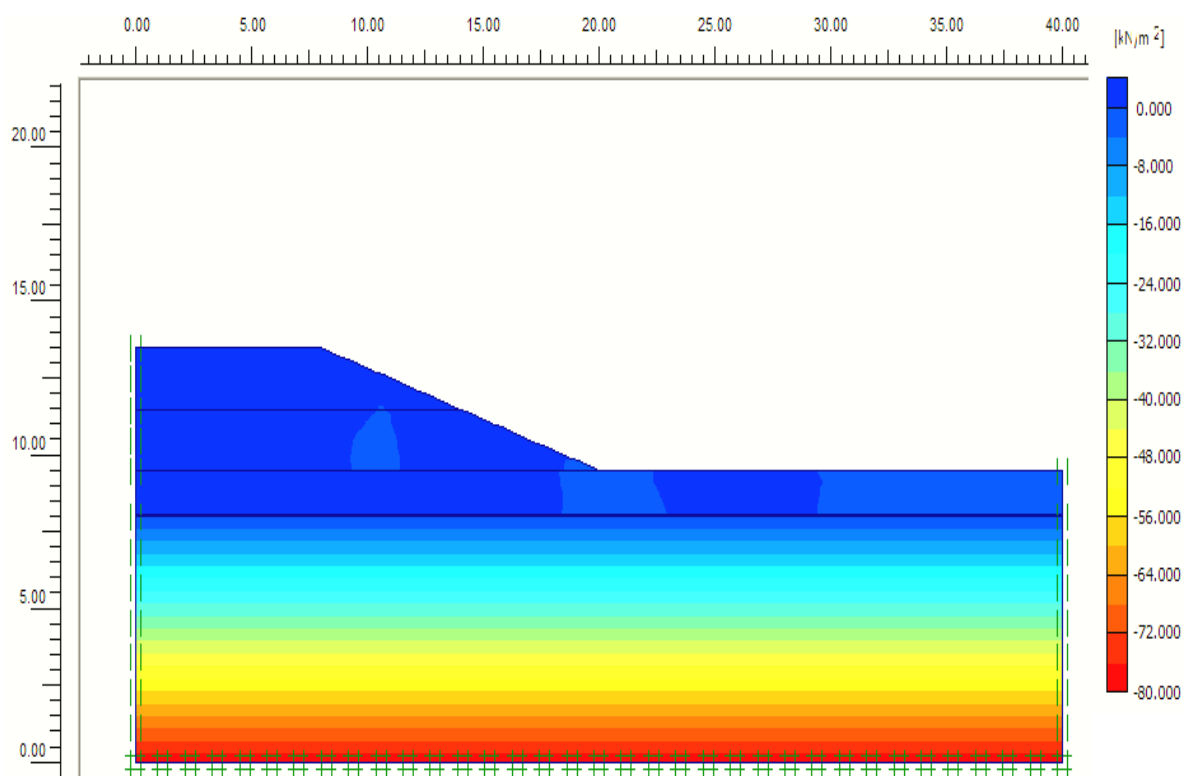


Figura 48 – Valores da tensão neutra 6 meses após a construção do aterro, na etapa 1 de cálculo.

Pode concluir-se através desta modelação que, ao longo do tempo, depois do aterro ser construído, a tensão neutra na camada argilosa do perfil geológico vai aumentando, entre a base do aterro, até à base do solo argiloso, onde aí toma os seus valores máximos. Isto deve-se ao facto de estarmos em condições não drenadas e, com o carregamento que o aterro transmite ao solo argiloso, se desenvolverem acréscimos de pressões neutras. Como neste caso só existe uma fronteira drenante no limite superior do solo argiloso, a dissipação dos excessos de pressões neutras nessa zona é mais rápida. Pelas mesmas razões, para haver dissipação dos excessos de pressões neutras na base deste solo gerados pela construção do aterro é necessário que a água se desloque ao longo de todo o solo argiloso, até à sua fronteira superior. Assim, as pressões neutras serão mais elevadas junto à base do solo argiloso.

Na direcção xx do perfil geológico, o valor da tensão neutra é constante, sofrendo apenas variação do seu valor na direcção Y.

A Figura 49 representa os valores do excesso de pressão neutra verificada no ponto A, anteriormente definido, durante as três fases da etapa1.

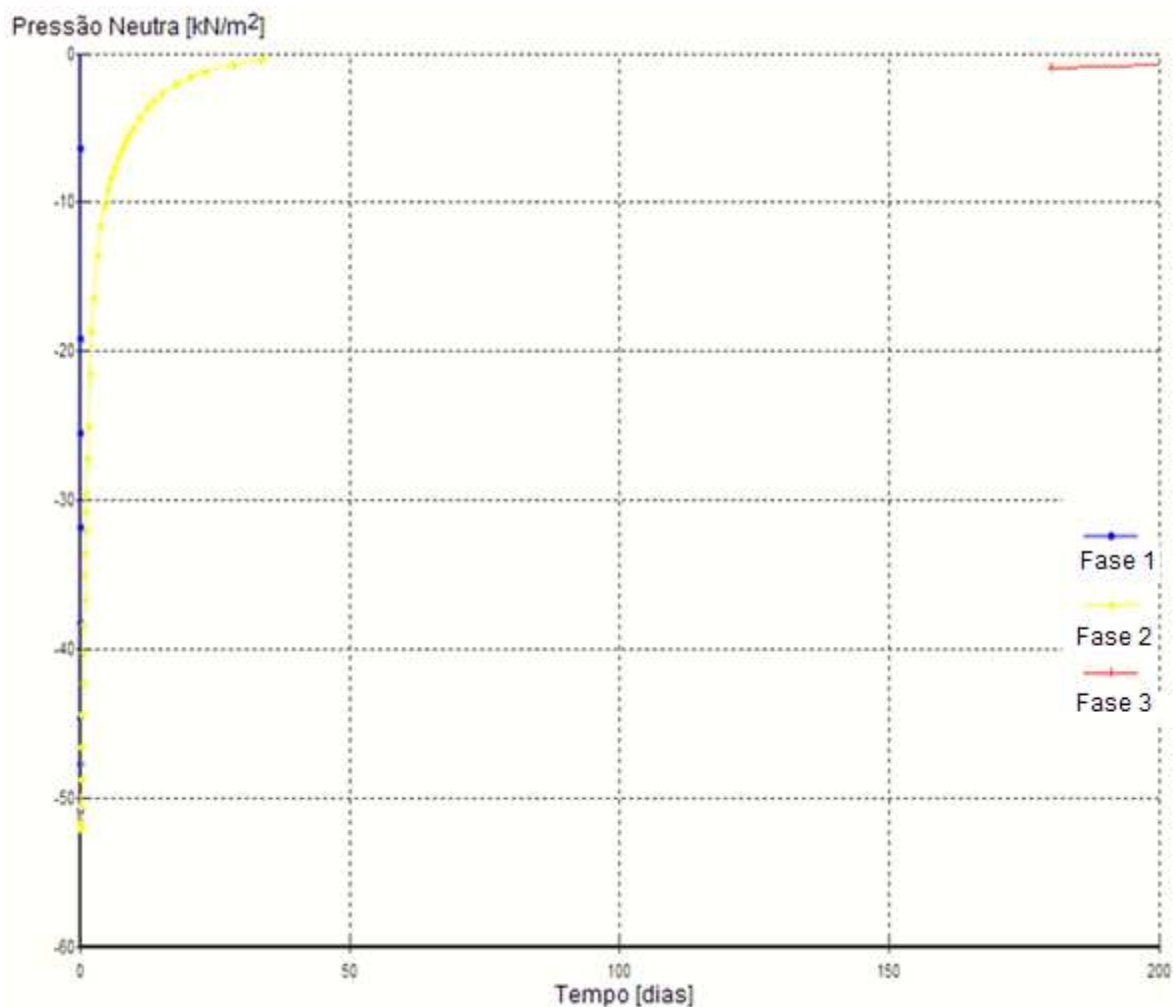


Figura 49 – Valores do excesso de pressão neutra, em função do tempo, das três fases, no ponto A (0,00;4,00) do perfil geológico, ao longo de 6 meses, na etapa 1 de cálculo.

Analisando a Figura 49, verifica-se um acréscimo de pressão neutra, no valor de 50 kN/m<sup>2</sup> aquando da construção do aterro, na fase 1. Este



acréscimo é devido ao peso do aterro, numa primeira fase, ser suportado essencialmente pela água existente no solo argiloso.

Ao longo do tempo, para a fase 2, a pressão neutra vai diminuindo e, ao fim de 34 dias aproximadamente, essa pressão é próxima de 0. Neste instante e para este ponto de solo, o carregamento passou a ser suportado pelas partículas de solo, daí dar-se a diminuição da pressão neutra (até coincidir com o valor de repouso) e o aumento da tensão efectiva. Nesta fase o decréscimo da pressão neutra apresenta uma variação logarítmica. Este modelo assemelha-se ao modelo de Terzagui.

Na fase 3, que representa consolidação do estrato argiloso passados 6 meses, verifica-se que a pressão neutra varia de forma linear ao longo do tempo. Gera-se um acréscimo de pressão neutra quando se constrói o aterro que depois vai decrescendo ao longo do tempo. Ao fim de 6 meses aproximadamente, o seu valor já está próximo de 0.

Em segundo lugar vai-se mostrar o gráfico dos assentamentos no ponto A, para as diferentes fases desta etapa. Os assentamentos estão indicados na Figura 50.

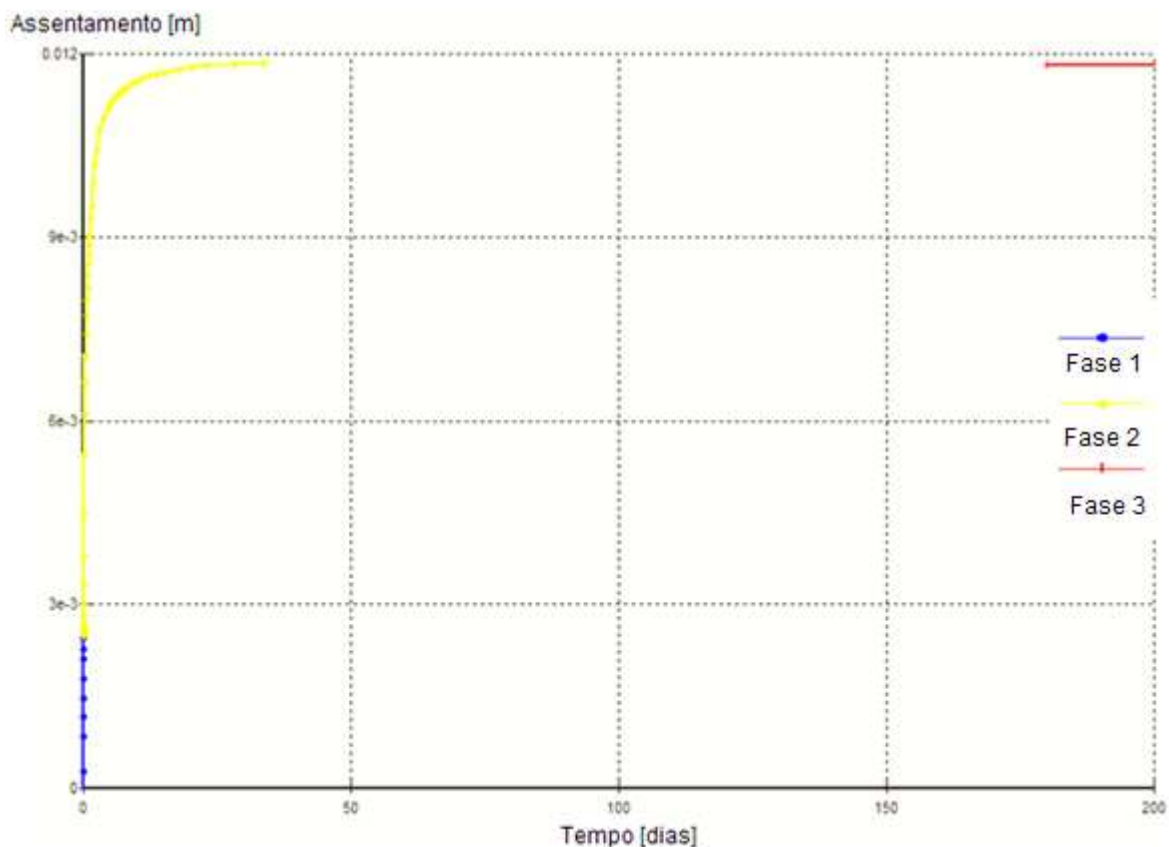


Figura 50 – Valores dos assentamentos no ponto A, em função do tempo, durante a etapa 1.

Os assentamentos, durante a fase 2, variam de forma logarítmica e atingem o valor de 0,012 m ao fim dos 34 dias.

Para a fase 3, os assentamentos variam de forma linear ao longo do tempo e atingem o máximo de 0,012m ao fim de 6 meses.

A deformação total, ao longo da fase 3, durante 6 meses é de 0,09046m. A variação das deformações e o modo como o perfil geológico se deforma, ao longo desse período de tempo, está representada na Figura 51.

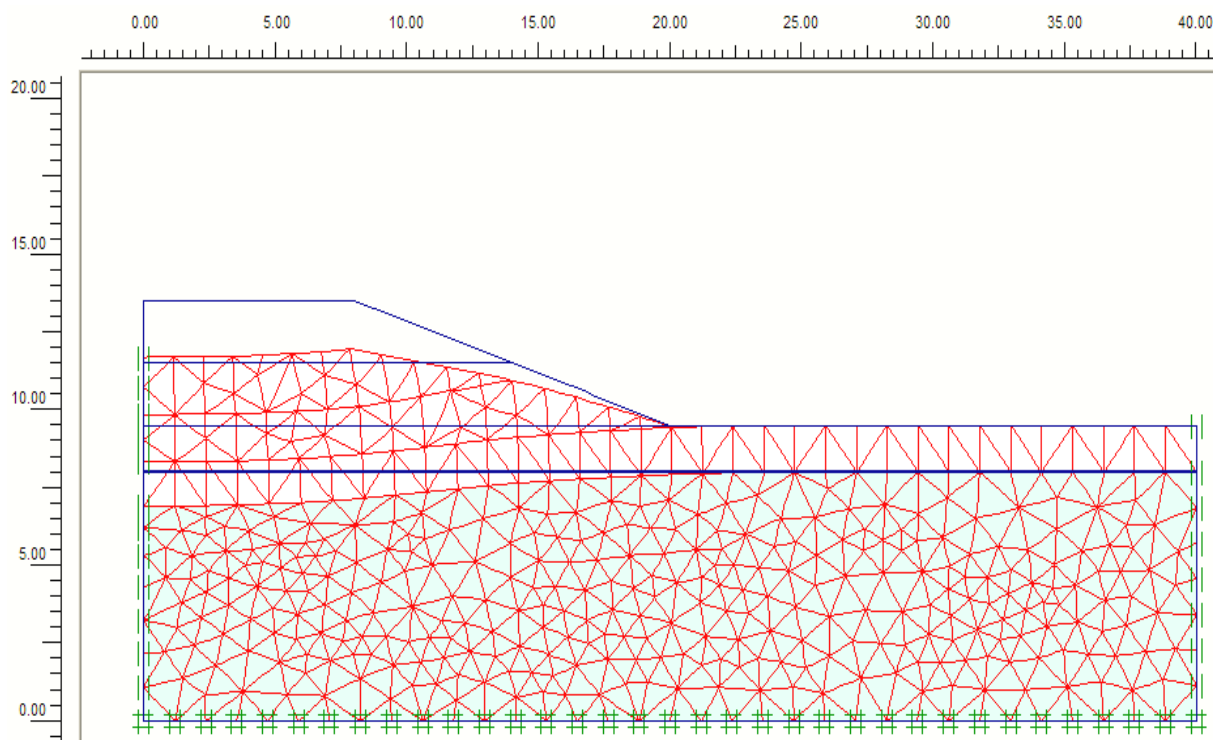


Figura 51 – Deformada do perfil geológico ao longo de 6 meses, na etapa 1 de cálculo.

#### 2.3.4.2 – Análise dos Resultados da Etapa 2.

Nesta etapa, o aterro é construído em duas partes e o perfil geológico foi modelado a partir de 5 fases.

A tensão neutra verificada no perfil geológico, na primeira fase de construção do aterro, está representada no gráfico da Figura 47. Verifica-se uma concentração da tensão neutra na parte central da base do aterro, tomando um valor máximo de 98,24 kN/m<sup>2</sup>. Comparando com a etapa 1, aquando da construção do aterro, verifica-se que a tensão neutra se distribui de forma similar. Na etapa 1 a tensão neutra máxima é de 122,12 kN/m<sup>2</sup>, superior à tensão neutra da etapa 2. Este facto é devido ao peso do aterro ser inferior na etapa 2, uma vez que só ainda se construiu metade do aterro.

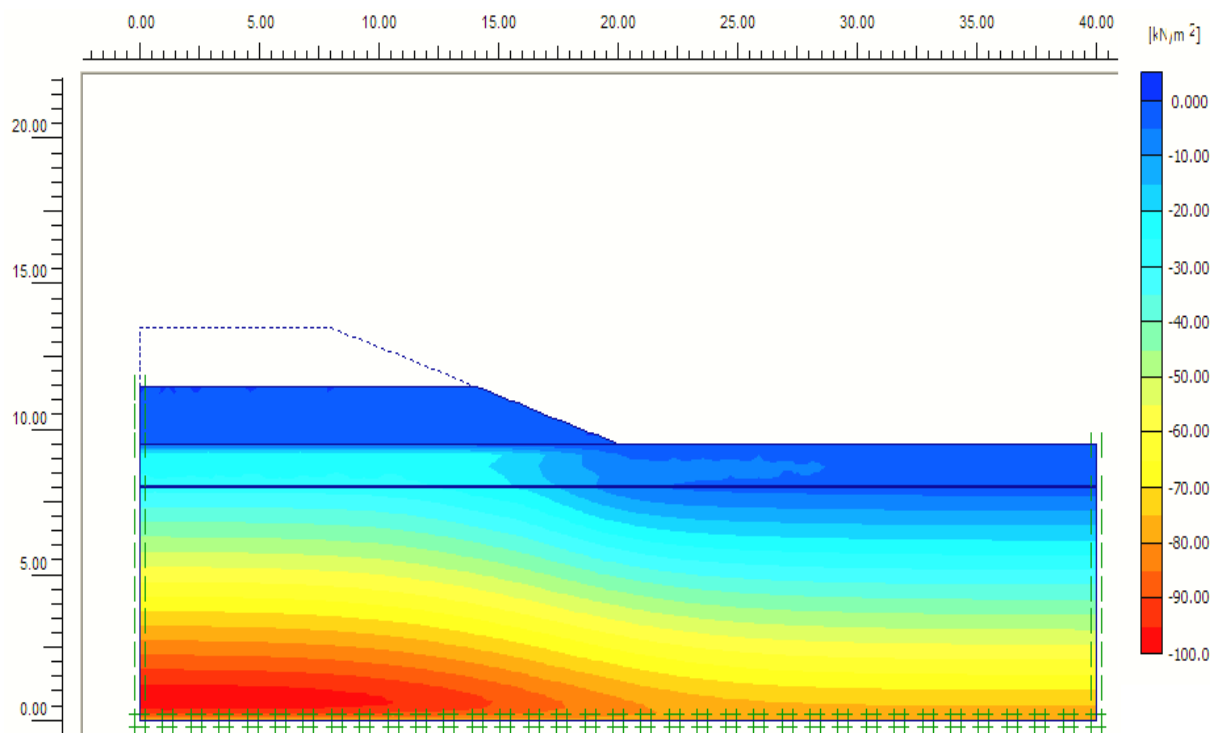


Figura 52 – Valores da tensão neutra, no momento de construção da 1ª parte do aterro, na etapa 2 de cálculo.

A fase 2 corresponde a um intervalo de 5 dias entre a construção da primeira e a segunda partes do aterro. Nesta fase verifica-se que o valor da tensão neutra máxima sofre uma redução, passando a ter o valor de 78.48 kN/m<sup>2</sup>. O valor da tensão neutra na direcção xx do perfil geológico é constante e toma os valores mais elevados na base do solo argiloso. Uma vez que se modelou o perfil geológico em condições não drenadas, o carregamento que o aterro transmite ao restante perfil vai fazer com que os excessos de pressões neutras sejam maiores junto às fronteiras não drenantes do solo. Assim se explica a distribuição dos valores da tensão neutra apresentados na Figura 53.

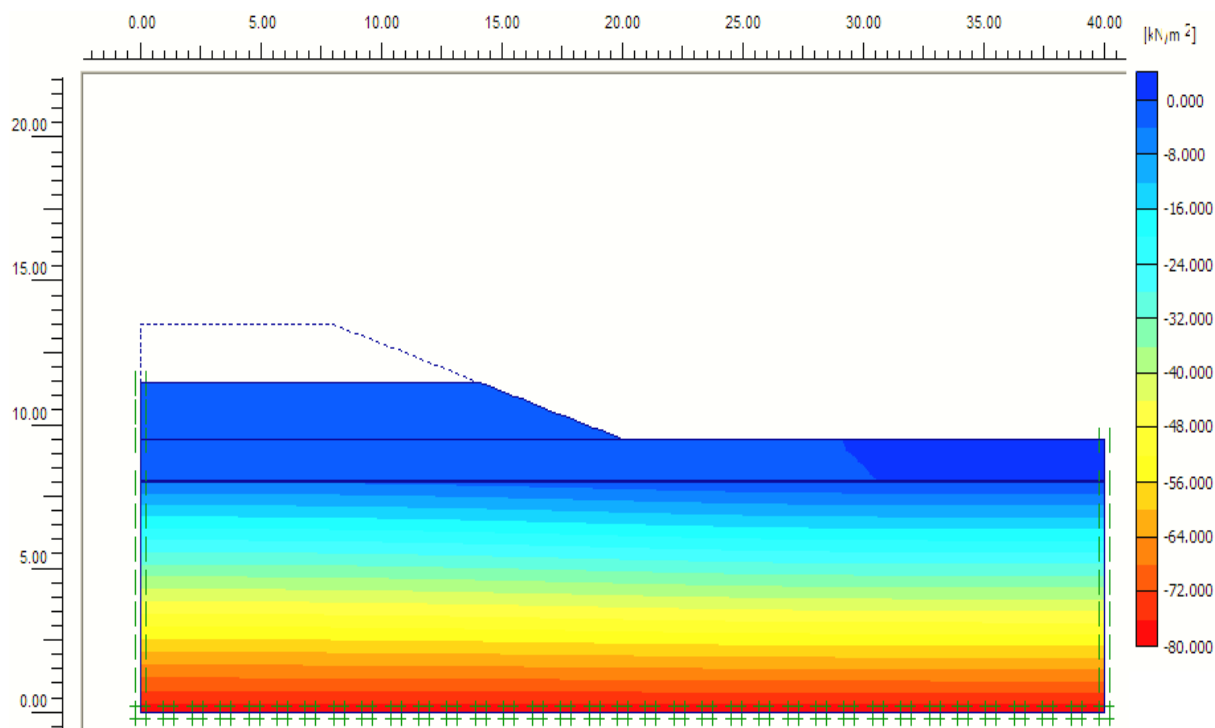


Figura 53 – Valores da tensão neutra no fim da fase 2, no cálculo da etapa 2.

De seguida, na fase 3 modela-se o perfil geológico com a construção da outra metade do aterro. Os valores da tensão neutra estão representados na Figura 54. Analisando a figura, verifica-se um comportamento de tensão neutra, no solo argiloso, idêntico ao verificado com a construção da primeira parte do aterro. Existe uma variação nos valores da tensão neutra, mas a maneira como o solo argiloso se comporta é similar.

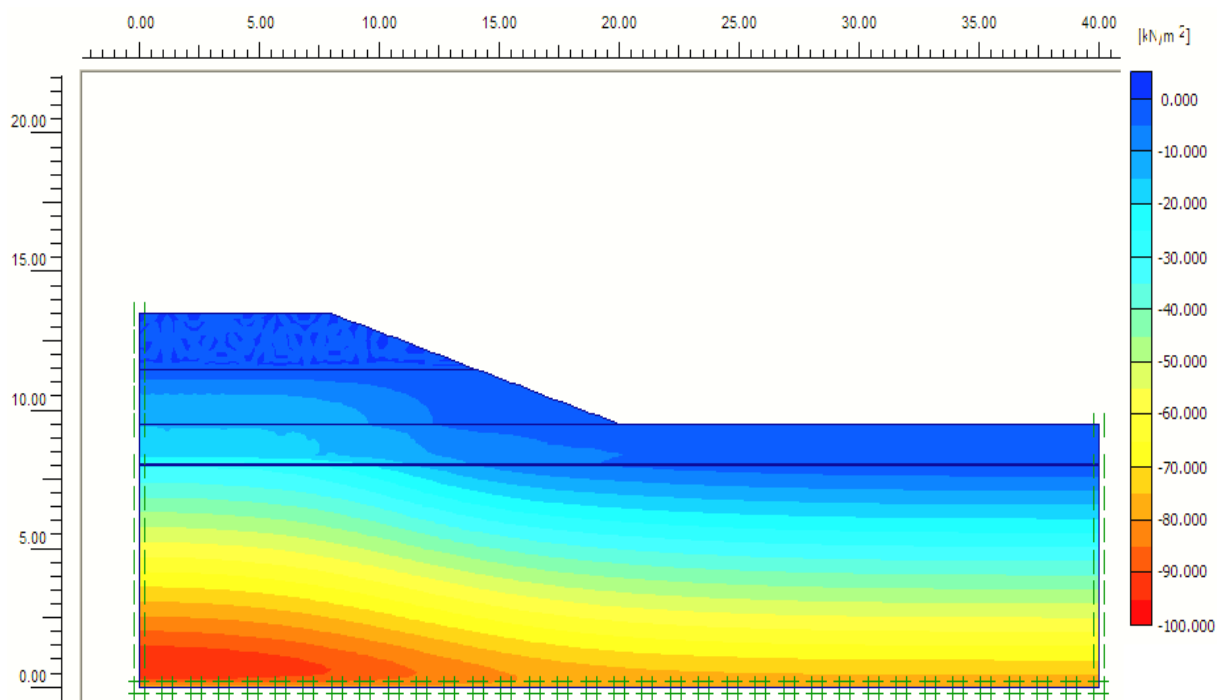


Figura 54 – Valores da tensão neutra na fase 3, para a etapa 2 de cálculo.

Na fase 4, o comportamento das tensões neutras no solo é idêntico ao da fase 2, sendo os valores máximos da referida tensão iguais. Pode-se concluir o mesmo que se concluiu na fase 2. Depois do aumento de carga no estrato argiloso, com a consolidação as tensões neutras diminuem, para voltarem a tomar os valores de repouso, para um valor mínimo de excesso de pressão neutra.

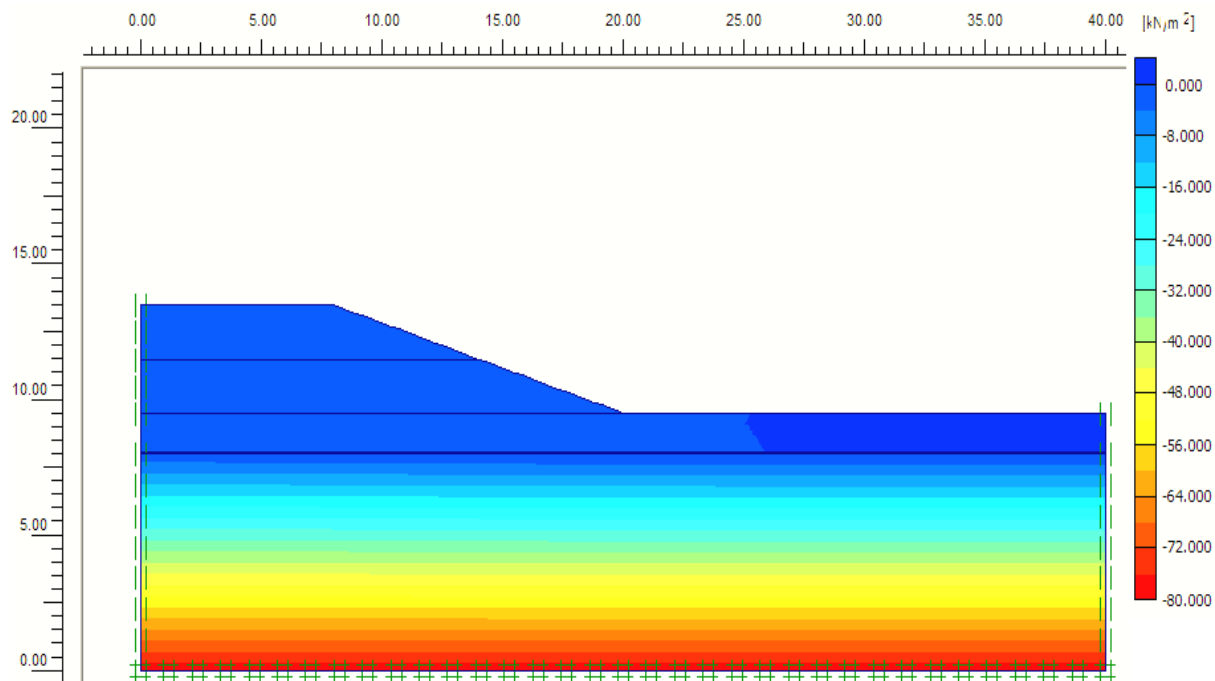


Figura 55 – Valores da tensão neutra, no perfil geológico, no fim da fase 4, para a etapa 2 de cálculo.

Por último modelou-se o perfil geológico para simular o seu comportamento para um tempo de consolidação de 6 meses. Para esta fase partiu-se da construção de apenas metade do aterro. Os valores da pressão neutra estão representados na Figura 56 e pode verificar-se que os resultados obtidos são semelhantes aos da modelação da etapa 1, quando se modelou o perfil geológico para um tempo de consolidação de 6 meses com a construção total do aterro.

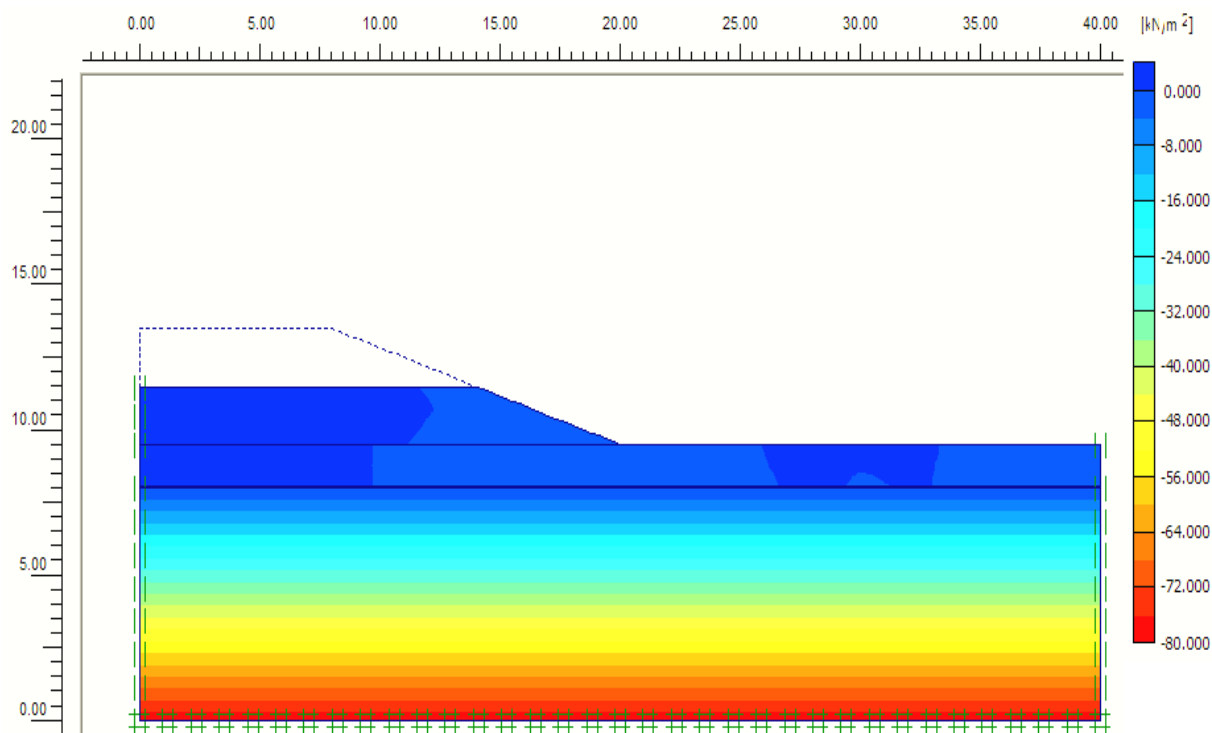


Figura 56 – Valores da tensão neutra na fase 5, no perfil geológico, para a etapa 2 de cálculo.

De seguida analisam-se os assentamentos nas diferentes fases da etapa 2, referentes ao ponto A, definido anteriormente com as coordenadas (0,00; 0,40). Observando a figura pode-se observar que o assentamento total é cerca de 12 mm, no final da fase 4. As diferentes etapas estão representadas a cores diferentes, na Figura 57, assim pode observar-se as variações nos assentamentos em cada uma das fases.

Na fase 5 pode constatar-se, para o ponto A, que num primeiro momento, após a construção de metade do aterro, dá-se um assentamento inicial de cerca de 1mm. Ao longo de cerca de 20 dias o assentamento aumenta de forma linear até ao valor de cerca de 6 mm. Pouco depois, cerca de 15 dias depois o assentamento do solo argiloso, toma o valor de cerca de 6,5 mm. Ao longo dos restantes dias o valor do assentamento mantém-se constante no valor de 6,5 mm. Pode assim concluir-se, para esta fase, que o assentamento por consolidação ocorre durante 45 dias, com a construção de metade do aterro.



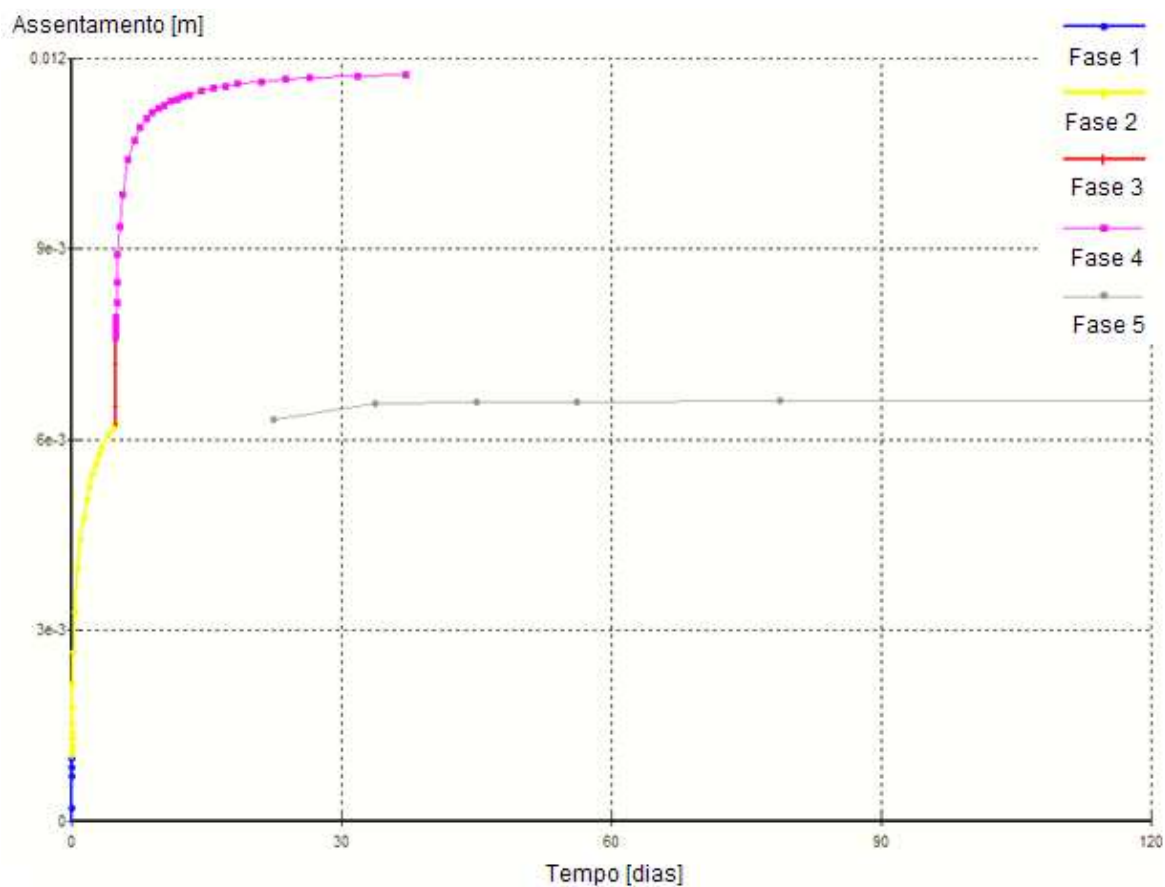


Figura 57 – Variação dos assentamentos, em metros, no ponto A (0,00;0,40) do solo argiloso, durante as 5 fases da etapa 2, em função do tempo, em dias.

O modo como o perfil geológico se deforma na modelação da fase 5 desta etapa está representado na Figura 58. A deformação máxima é de 2.6cm.

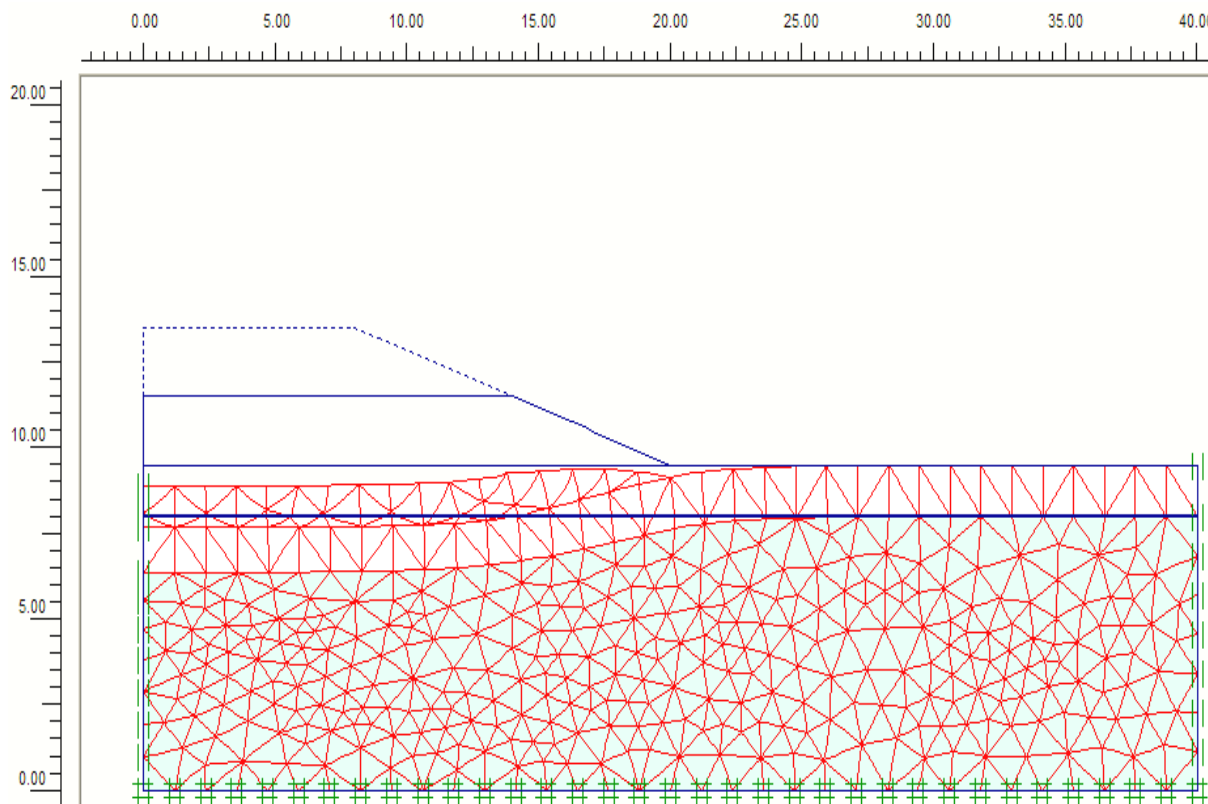


Figura 58 – Deformada do perfil geológico ao longo de 6 meses de consolidação, na etapa 2 de cálculo.

### 2.3.5 – Análise da Solução de Reforço da Base do Aterro.

#### 2.3.5.1 – Introdução

De modo a limitar as deformações, quer do aterro, quer do solo mole, vai-se recorrer ao reforço da sua base do aterro com um geossintético.

Recorre-se novamente ao PLAXIS 8.2 para realizar a modelação deste problema. Para esta fase da modelação utilizou-se a etapa 2, descrita no ponto 2.3.3.2, como base para a modelação do perfil geológico com reforço na base do aterro. A única diferença é que na fase 5, que corresponde à consolidação do perfil ao longo de 6 meses, considerou-se o aterro completo e não só uma parte como na etapa 2.

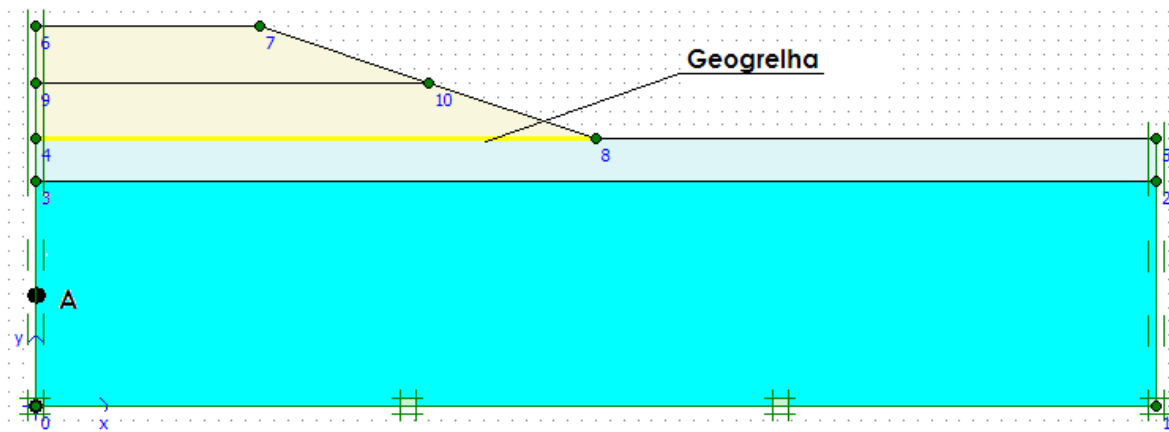


Figura 59 – Perfil geológico com reforço da base do aterro com reforço em geossintético.

Para a modelação do perfil geológico, com o reforço da base do aterro, vão ser utilizados alguns tipos de geossintéticos, com características diferentes.

Note-se que um dos objectivos iniciais deste trabalho era proceder ao dimensionamento dos reforços em geossintético. No entanto, por limitações de tempo, não foi possível completar esta tarefa.

Assim, optou-se por seleccionar três geossintéticos de diferentes tipos, utilizados comumente em reforço de aterros sobre solos moles, com valores distintos das suas propriedades (rigidez e resistência à tracção), para tentar avaliar o efeito destas propriedades nos resultados obtidos.

#### **2.3.5.2 – Reforço da Base do Aterro com uma Geogrelha, GGR.**

Em primeiro lugar foi usada uma geogrelha extrudida biaxial. Optou-se por uma geogrelha Tenax SS40, com rigidez  $EA=700\text{kN/m}$  e resistência à tracção na direcção de fabrico de  $40\text{ kN/m}$ . Modelou-se o problema para um comportamento elástico do reforço e de seguida para

um comportamento elasto-plástico. Neste trabalho este geossintético é designado por GGR.

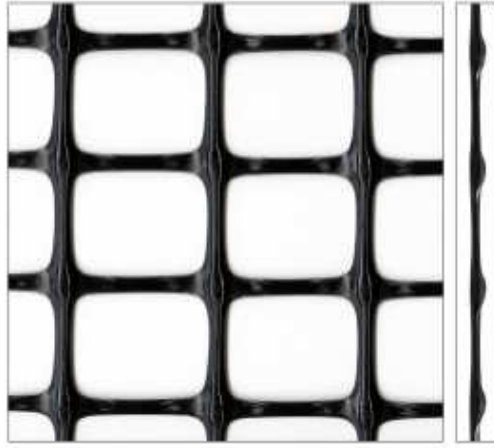


Figura 60 – Geogrelha do tipo TENAX LBO 440 SAMP.

Modelando, no PLAXIS 8.2, o perfil geológico sem recurso a reforço da base do aterro, ao fim de 6 meses de consolidação obtém-se as deformações indicadas na Figura 61.

Para melhor analisar o efeito do reforço em geogrelha seleccionado, nesta secção apresentam-se e comparam-se os resultados obtidos para os mesmos cálculos com e sem reforço da base do aterro.

Note-se que a deformação máxima é de 0,0192m.

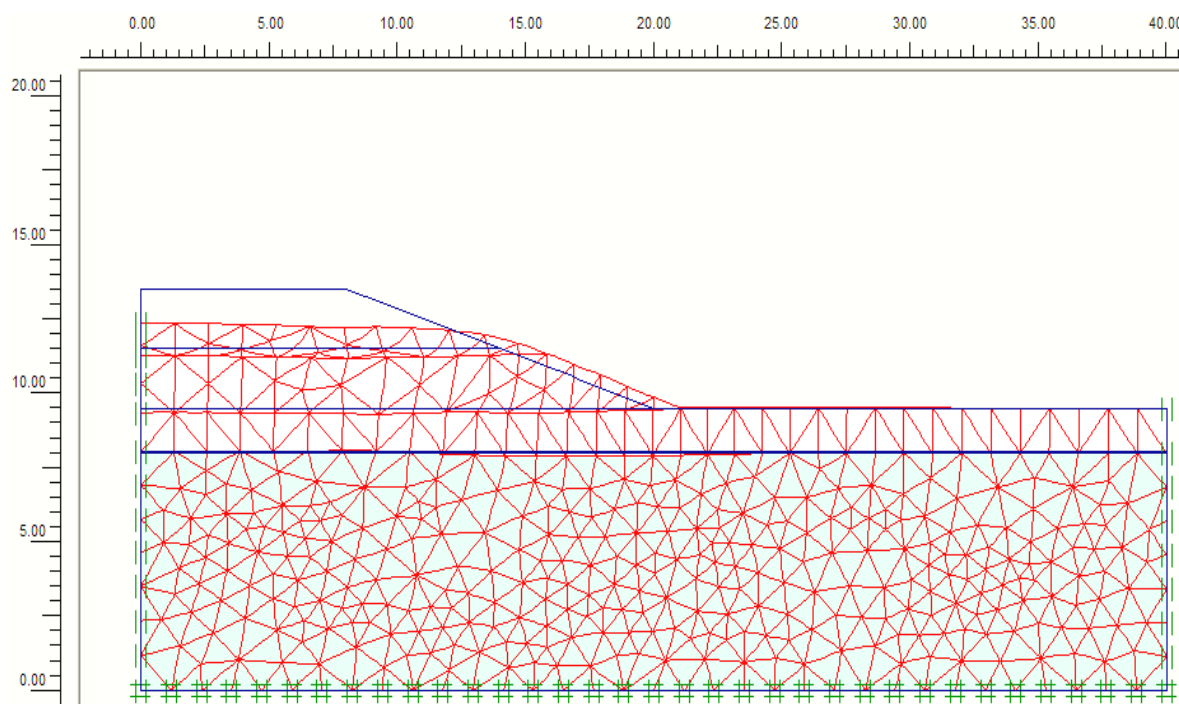


Figura 61 – Deformada do perfil geológico, sem reforço na base do aterro, ao longo de 6 meses de consolidação.

Analisando a Figura 61 pode-se observar que existem deformações verticais e horizontais em todo o aterro, mas na parte superior do aterro, nas partes laterais elas são mais acentuadas. O valor máximo para essa deformação é de 0,01920 m.

Os deslocamentos horizontais, representados na Figura 62, são superiores nas zonas laterais do aterro, com um valor máximo de 0,01908 m, e os deslocamentos verticais, ilustrados na Figura 63, são superiores no topo do aterro, com um valor máximo de 0,01287 m.

A construção do aterro transmite acréscimos de tensões verticais e horizontais aos solos subjacentes. Dadas as diferenças na deformabilidade dos materiais que constituem o perfil geológico em análise, surgem tensões horizontais na base do aterro, que o solo de fundação tem de suportar. Assim, se o solo de fundação não tiver resistência suficiente para resistir a essas forças horizontais, há rotura do aterro.

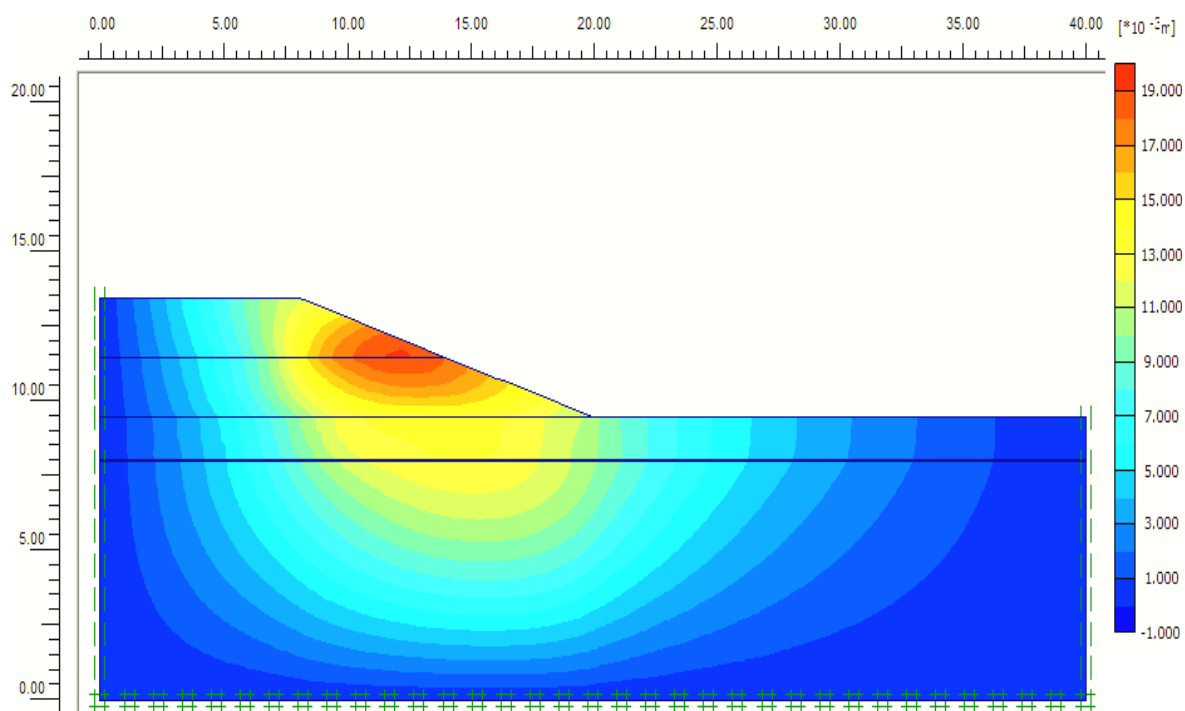


Figura 62 – Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro não reforçada, ao fim de 6 meses de consolidação.

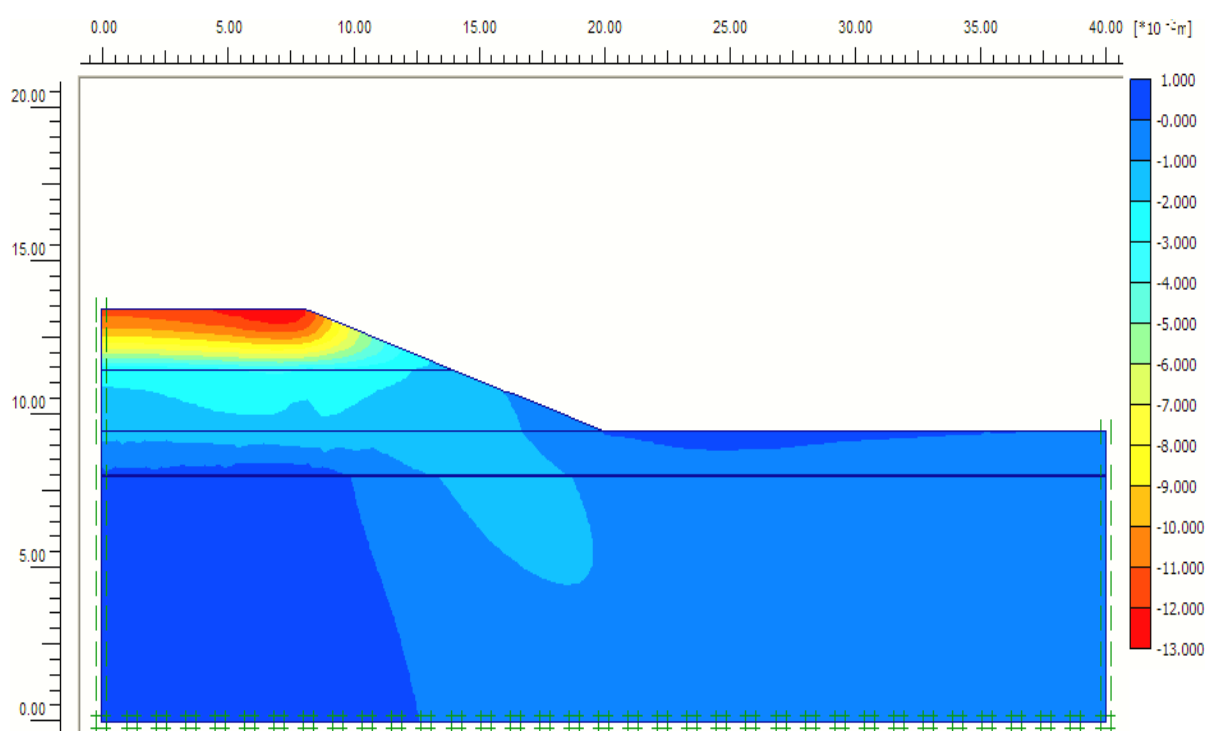


Figura 63 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro não reforçada, ao fim de 6 meses de consolidação.

Para tentar diminuir as deformações no aterro, colocou-se uma camada de reforço (GGR), sobre o solo argiloso. Assim, colocou-se o reforço na base do aterro, de modo a contrariar as forças horizontais criadas pelo aterro, na base de fundação.

Modelando então no PLAXIS 8.2, o reforço da base do aterro com o geossintético designado por GGR e admitindo um comportamento elástico do reforço, obtiveram-se as deformações que são apresentadas na Figura 64.

As deformações diminuíram com o reforço da base do aterro. De facto, enquanto que na situação não reforçada a deformação máxima obtida era de 0,01920 m, com a utilização do reforço GGR essa deformação máxima passa a valer 0,01693 m. Assim verifica-se que a geogrelha absorve parte dos esforços axiais transmitidos pelo peso do aterro.

Os deslocamentos máximos verticais com reforço da base do aterro, com comportamento elástico, são de 0,00631 m e os horizontais de 0,01685 m.

O reforço reduz os deslocamentos verticais e horizontais das camadas subjacentes de solo para cerca de metade, o que leva a reduzir os assentamentos diferenciais.

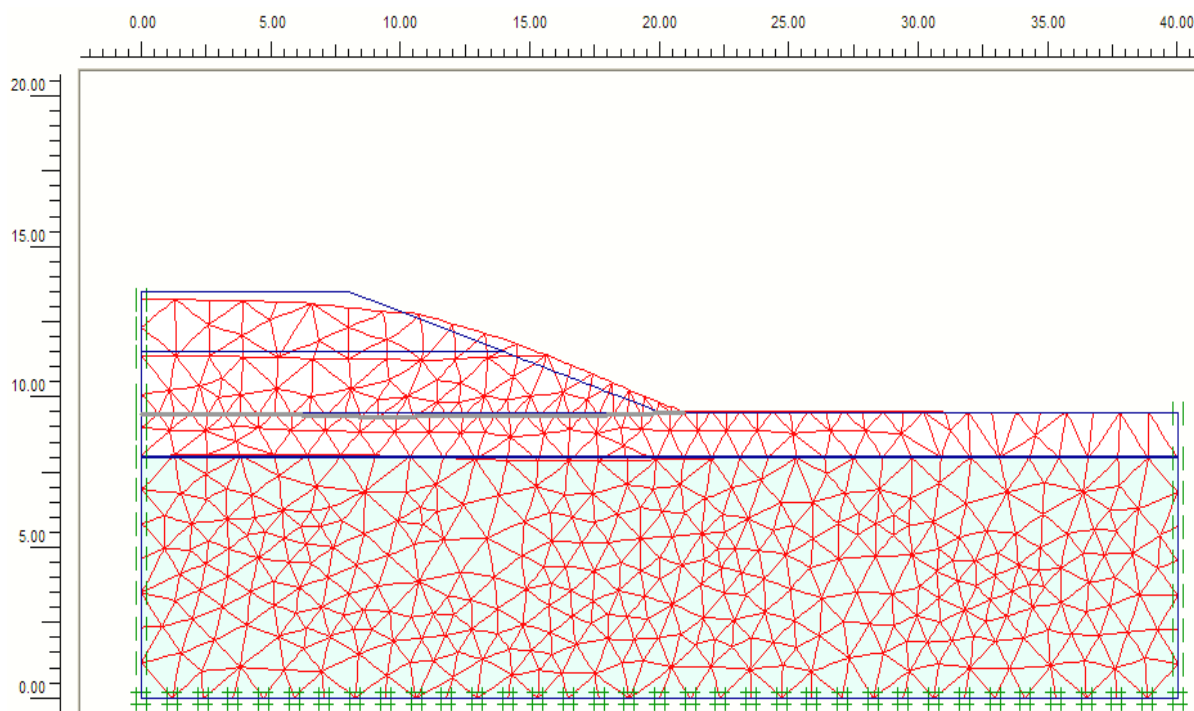


Figura 64 – Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com a GGR com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação.

Os valores das deformações horizontais no perfil geológico estão representados na Figura 65. Comparando estes deslocamentos com os deslocamentos no aterro, sem a sua base reforçada (Figura 61), pode ver-se que houve uma diminuição na ordem dos 2 mm.

Nos valores das deformações verticais é que se nota uma maior diferença entre o aterro com a base não reforçada e o aterro com a base reforçada. A Figura 66 representa os valores das deformações verticais.



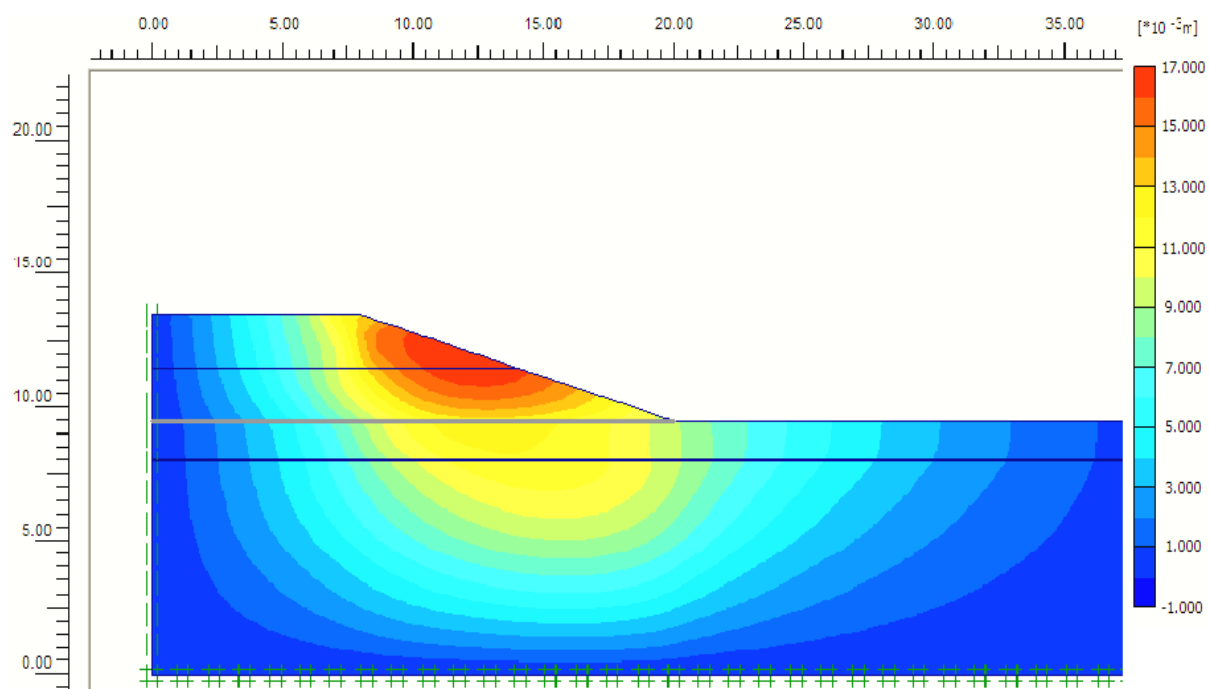


Figura 65 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com a GGR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

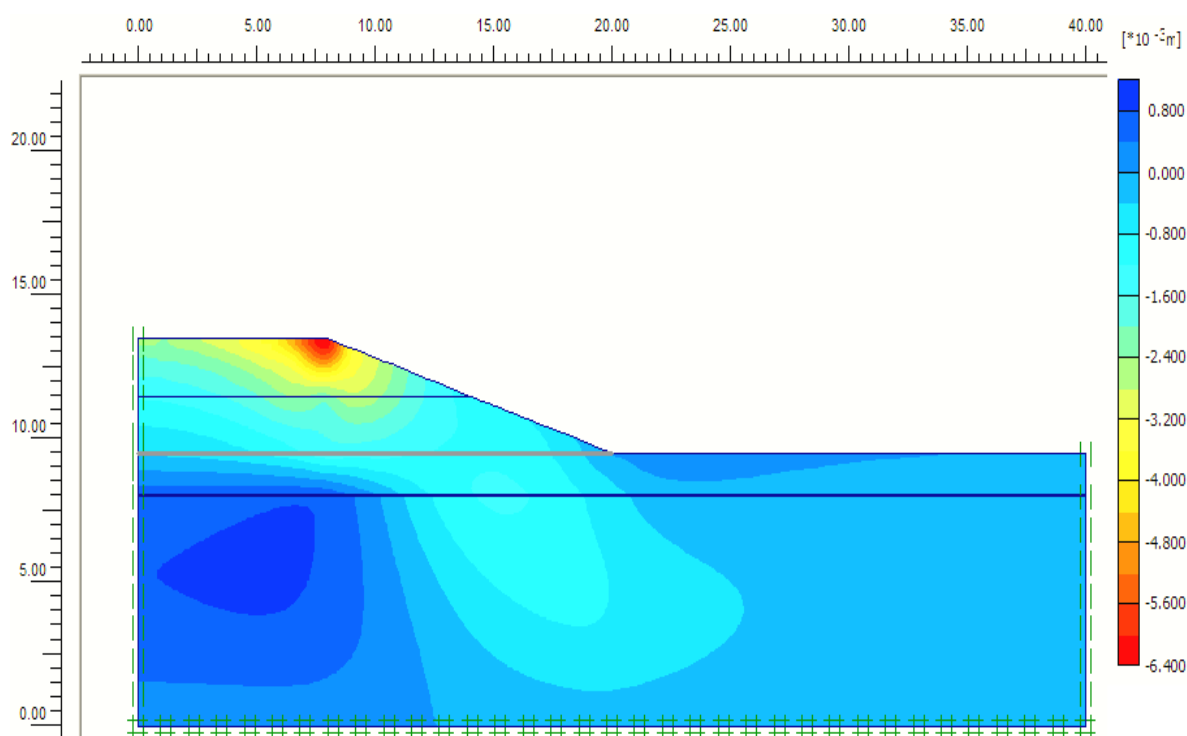


Figura 66 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com a GGR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

A fim de verificar o comportamento do aterro, se a modelação contemplasse um reforço com um comportamento elasto-plástico, modelou-se o perfil geológico com a base do aterro reforçada. Usou-se o mesmo geossintético usado na modelação anterior, a GGR, e alterou-se, nos parâmetros de entrada do PLAXIS, o modelo de comportamento do reforço: comportamento para elasto-plástico.

Após a modelação, concluiu-se que os deslocamentos no aterro, nesta situação, são menores do que os que ele teria sem o recurso a reforço, como já era esperado. De facto, o valor máximo obtido para a deformação do solo é de 0,01693 m, valor idêntico ao reforço com comportamento elástico.

Comparando depois com a modelação, usando o reforço com comportamento elástico, verificou-se que os deslocamentos horizontais para o comportamento elasto-plástico têm o valor máximo de 0,01685 e verticais de 0,00631. Valores estes idênticos aos valores obtidos para o reforço com comportamento elástico.

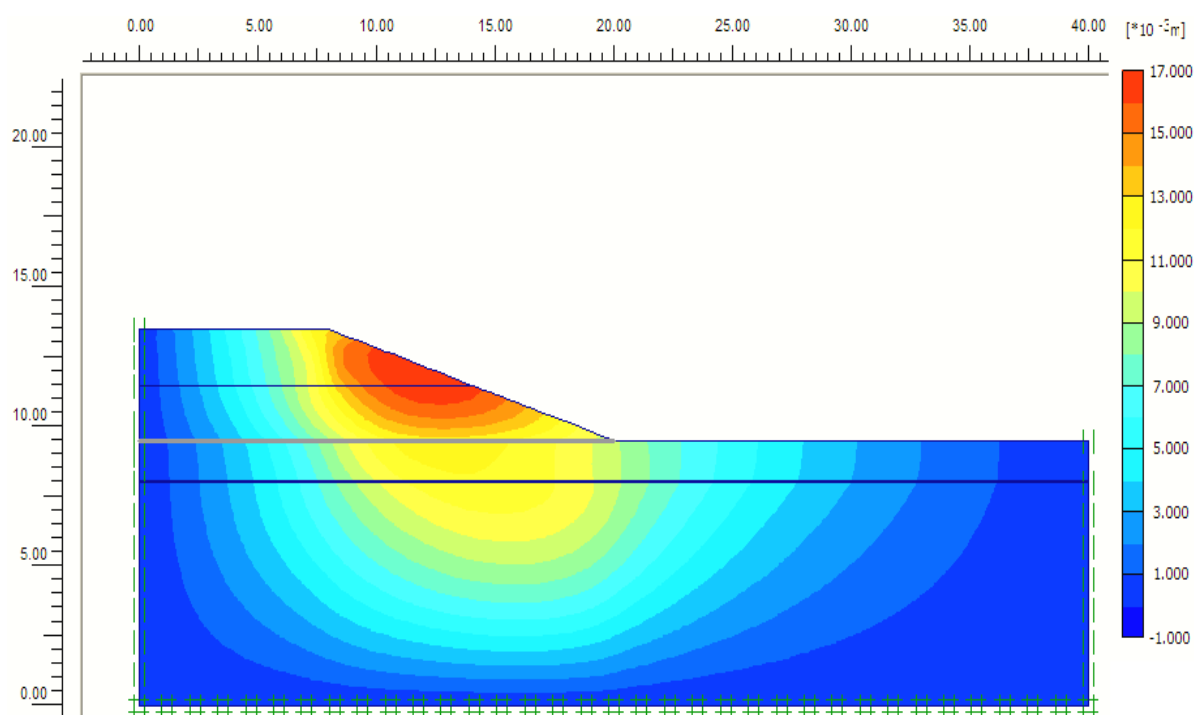


Figura 67 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com tenax SS40 com comportamento elasto-plástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

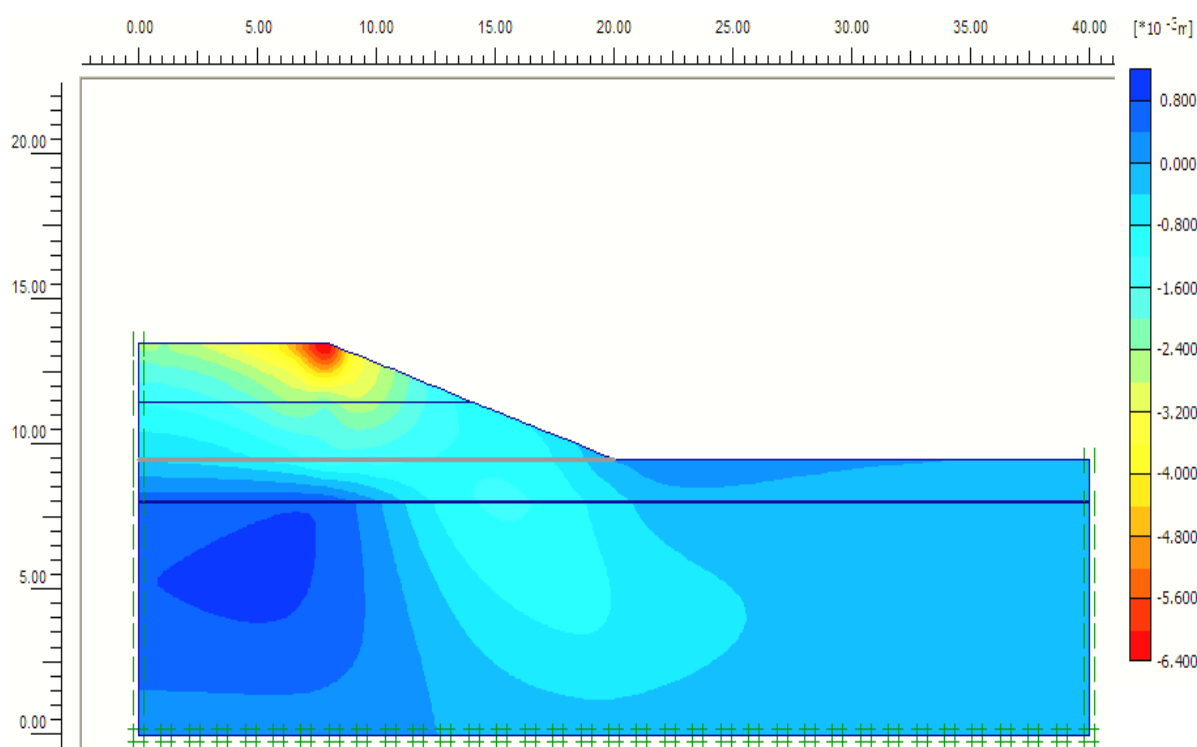


Figura 68 - Valor dos deslocamentos verticais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com tenax SS40 com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

Em relação às deformadas, elas também têm um comportamento muito idêntico para o reforço com comportamento elástico e para o reforço com comportamento elasto – plástico e o seu valor máximo é igual.

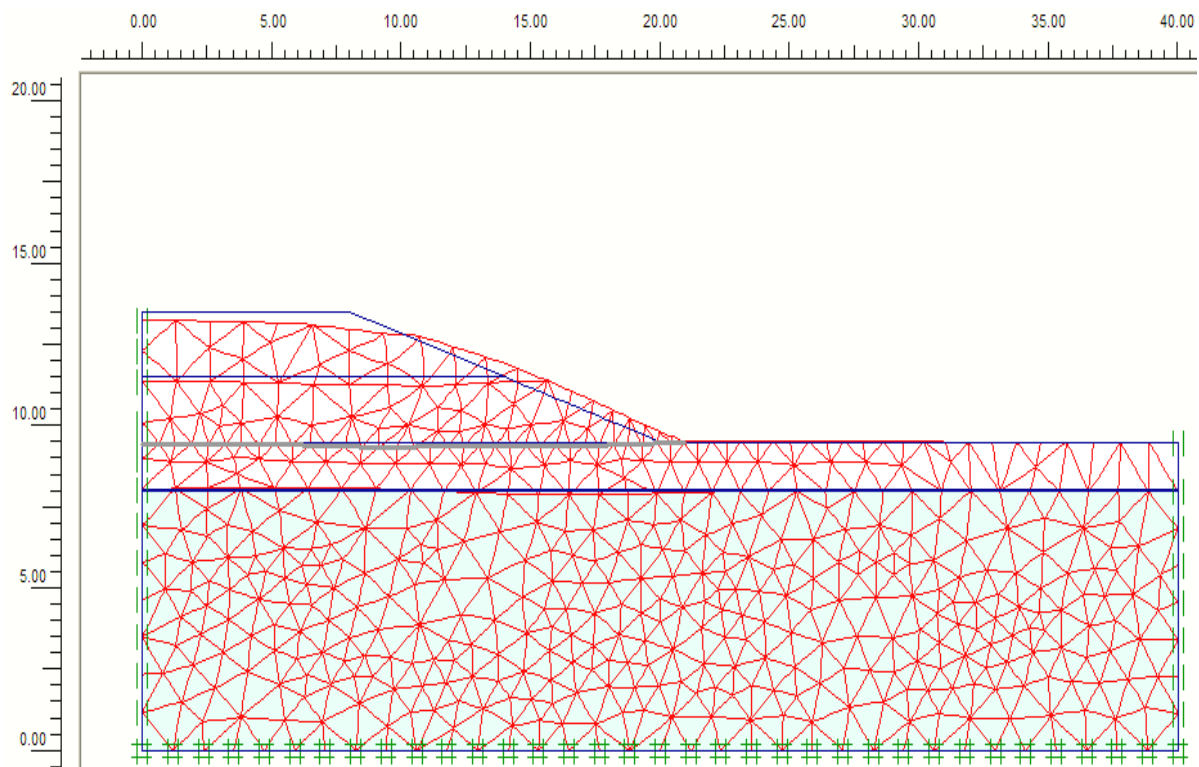


Figura 69 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com tenax SS40 com comportamento elasto - plástico, ao longo de 6 meses de consolidação.

Pode verificar-se também, analisando a Figura 70, que para a situação de termos um valor mínimo de pressão neutra de 1kPa, nos dois comportamentos do reforço, elástico e elasto-plástico, os assentamentos no ponto A de coordenadas (0,00; 4,00), em função do tempo, são idênticos.

Conclui-se assim que o modelo de comportamento do reforço, neste caso, não influencia os assentamentos no perfil geológico.

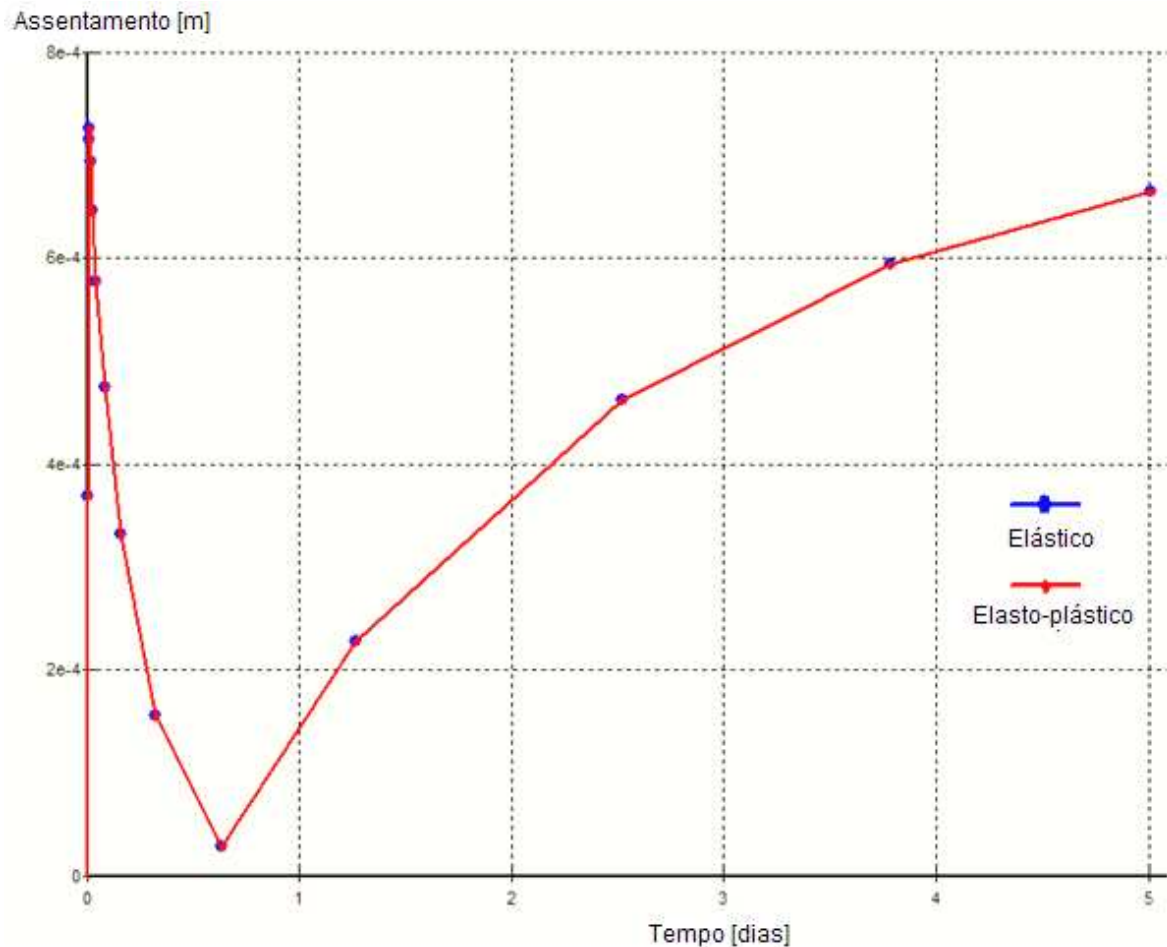


Figura 70 – Variação dos assentamentos, em função do tempo, no ponto A (0.00 ; 4.00), até uma pressão neutra mínima de 1kPa no perfil geológico.

### 2.3.5.3 – Reforço da Base do Aterro com um Geotêxtil, GTX

Em seguida modelou-se novamente o perfil geológico, com reforço da base do aterro, com comportamento elástico. Para a modelação usou-se em o geotêxtil do tipo “Geolon PP80”, com rigidez  $EA = 100 \text{ kN/m}$  e resistência à tracção de  $88 \text{ kN/m}$ . Este geotêxtil é designado por GTX.

Neste caso apenas se analisou a deformada e os deslocamentos horizontais, para um período de consolidação de 6 meses.

A deformada do aterro reforçado com o GTX está ilustrada na Figura 71.

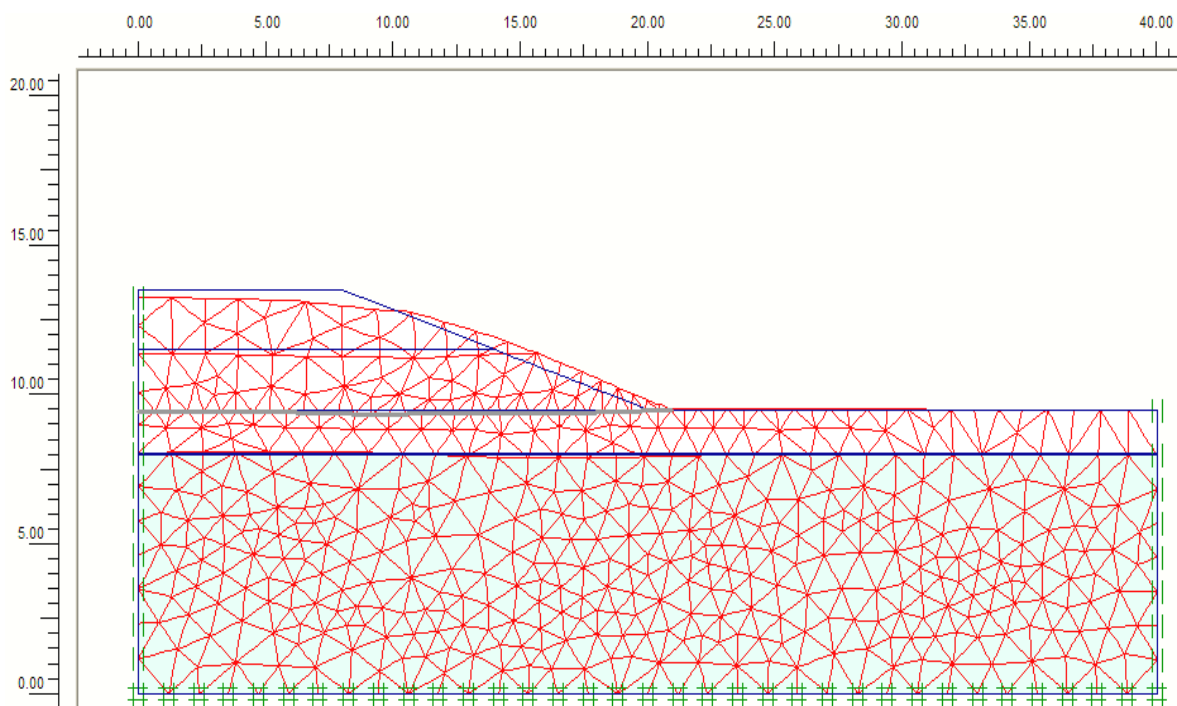


Figura 71 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com o GTX com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação.

Não existe muita diferença entre esta deformada do GTX e a deformada produzida pela GGR, sendo os dois valores máximos iguais a 0,01693 m, embora tenham diferentes módulos de rigidez. De facto a GGR é muito mais rígida. Teoricamente quanto maior o módulo de rigidez, menor devem ser as deformações no aterro, mas que neste caso, são idênticas.

As deformações horizontais que ocorrem no aterro quando a sua base é reforçada pelo GTX estão representadas na Figura 72.

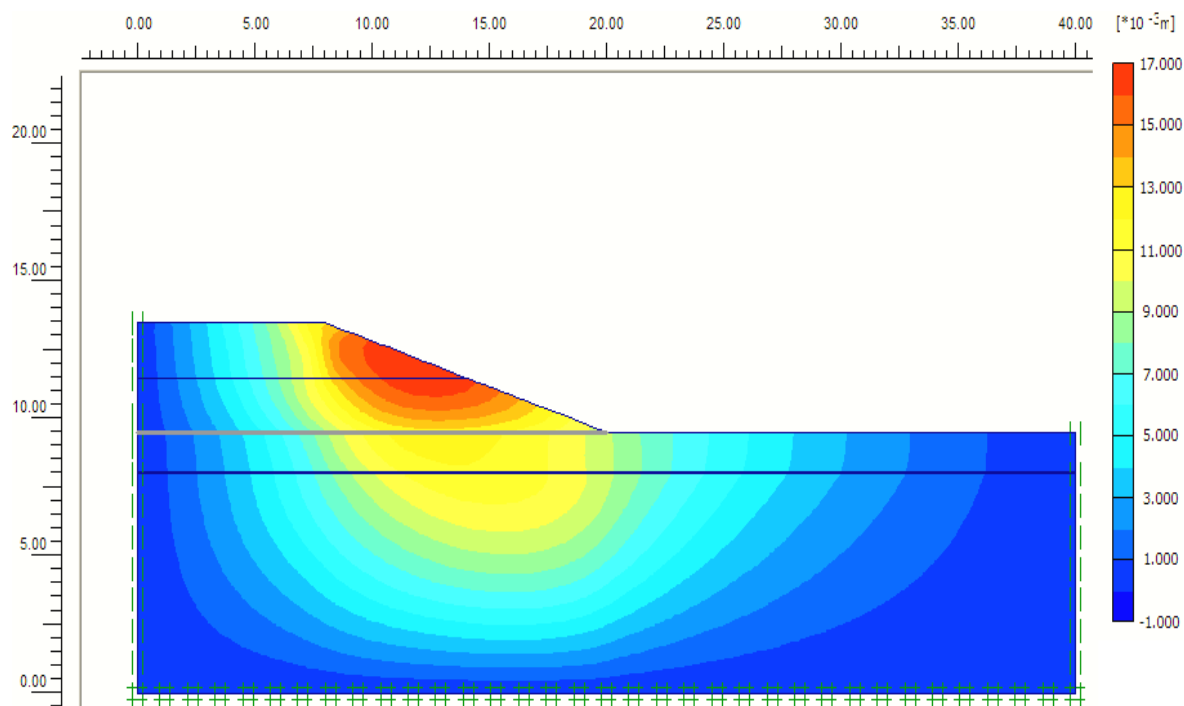


Figura 72 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com o GTX com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

Notam-se os deslocamentos horizontais no aterro, quase de modo idêntico nas duas deformadas. O valor máximo do deslocamento horizontal para o GTX é de 0,01685 m, igual ao da GGR.

#### 2.3.5.4 – Reforço da Base do Aterro com um Geocompósito de Reforço GCR.

Por último modelou-se o perfil geológico reforçado da base do aterro com o geocompósito de reforço do tipo “Roc Peck 55/50”, com rigidez  $EA=575\text{kN/m}$  e resistência à tracção de  $58\text{ kN/m}$ . Este geossintético é designado por GCR.

Neste caso apenas se analisou a deformada e os deslocamentos horizontais, para um período de consolidação de 6 meses.

A deformada do GCR está representada na Figura 73. É também similar às outras duas, dos outros dois reforços e toma o valor máximo igual.

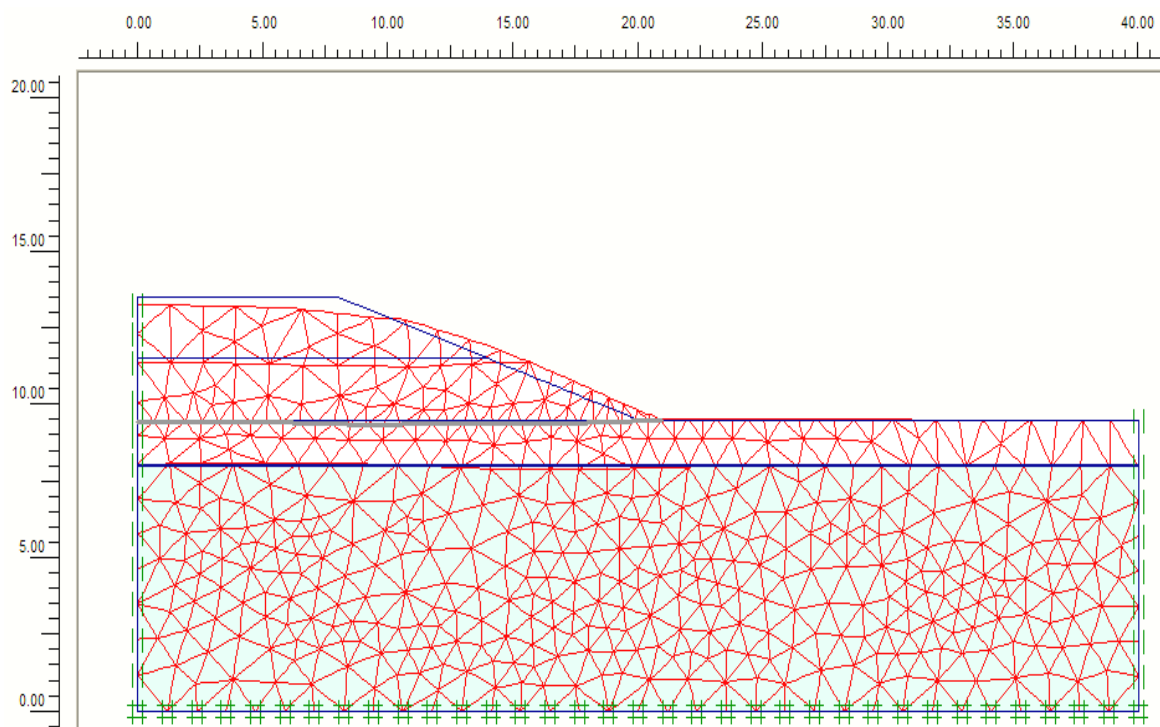


Figura 73 - Deformada do perfil geológico, reforçado na base do aterro com GCR com comportamento elástico, ao longo de 6 meses de consolidação.

As deformações horizontais que ocorrem no aterro quando a sua base é reforçada pelo GCR estão representadas na Figura 74.



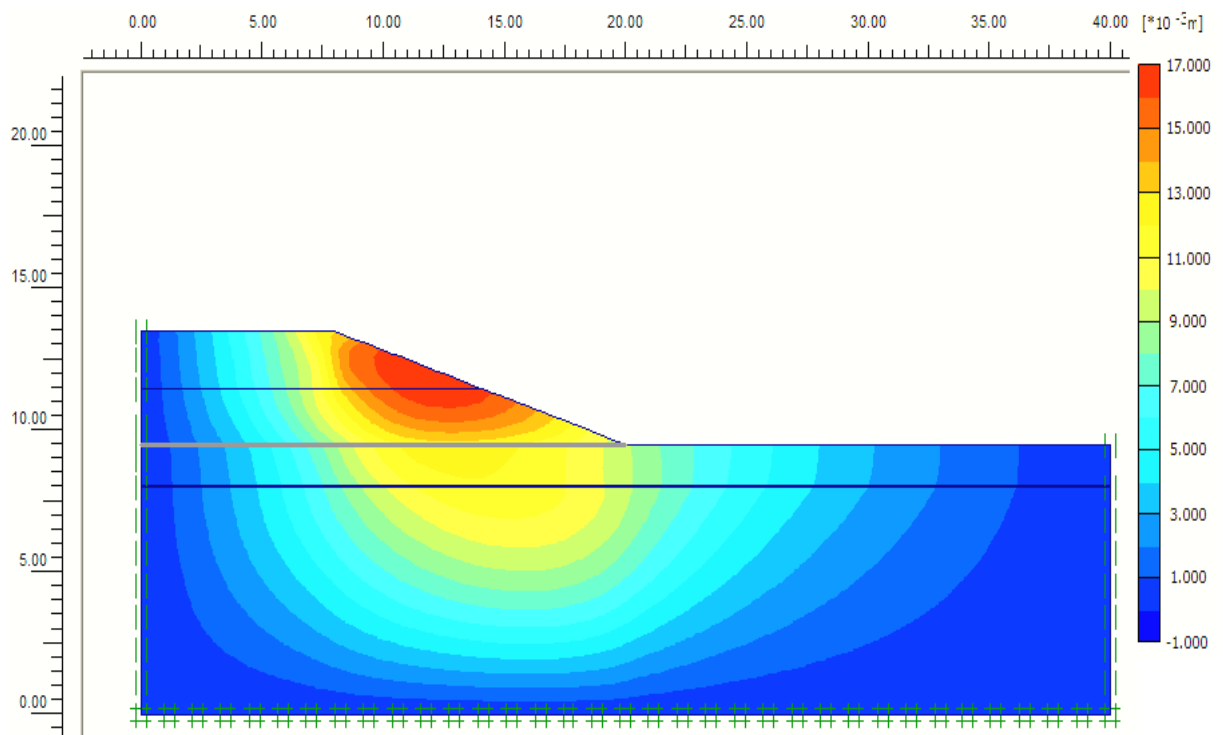


Figura 74 - Valor dos deslocamentos horizontais no perfil geológico, na base do aterro reforçada com GCR com comportamento elástico, ao fim de 6 meses de consolidação.

O valor máximo dos deslocamentos horizontais no aterro, quando a sua base é reforçada com GCR, é de 0,01685 m, valor igual aos deslocamentos horizontais dos outros dois geossintéticos.

### 2.3.5.5 – Análise Comparativa

Para melhor se comparar os resultados das análises realizadas, os resultados obtidos estão resumidos na

Tabela 15. Nessa tabela estão apresentados os valores das deformações e dos deslocamentos para a situação de aterro sem reforço, reforçado com GGR, ou GTX, ou GCR.

Tabela 15 – Comparação dos valores das deformações e dos deslocamentos para a situação de aterro sem reforço, reforçado com GGR, ou GTX, ou GCR. Valores retirados do PLAXIS 8.2.

	<b>Sem reforço</b>	<b>GGR</b> EA=700kN/m Resistência tracção = 40kN/m	<b>GTX</b> EA= 100kN/m Resistência tracção = 88kN/m	<b>GCR</b> EA=575kN/m Resistência tracção = 58kN/m
<b>Deformações máximas (mm)</b>	19,20	16,93	16,93	16,93
<b>Deslocamentos horizontais máximos (mm)</b>	19,08	16,85	16,85	16,85
<b>Deslocamentos verticais máximos (mm)</b>	12,87	6,31	6,31	6,31

### CAPÍTULO 3 – COMENTÁRIOS FINAIS

Os aterros construídos sobre solos moles, na maioria dos casos, necessitam de reforço na sua base. Os solos moles consolidam lentamente ao longo do tempo, devido ao seu elevado teor em água e à sua consistência extremamente baixa. Torna-se por isso difícil garantir a estabilidade de um aterro sobre esses solos. No momento da construção, devido ao excesso de pressão neutra gerado, a resistência do solo de fundação é mínima. No final da construção do aterro, o solo de fundação ganha resistência devido ao adensamento das partículas que constituem o solo mole. Contudo, a curto prazo, tem-se um problema de tensões totais, inerente à resistência não drenada do solo argiloso. A longo prazo, tem-se um problema de tensões efectivas que está condicionado pelos parâmetros: ângulo de atrito efectivo do solo ( $\phi'$ ) e coesão efectiva do solo ( $c'$ ).

Para limitar as deformações e para diminuir as tensões transmitidas ao solo mole, surge então a necessidade de reforçar a “fronteira” entre o aterro e os solos argilosos, também designados por solos moles.

Existem várias técnicas para executar esse reforço. Uma delas é o reforço da base do aterro com recurso a geossintético, tais como: geogrelhas, geotêxteis e geocompósitos de reforço. Esta técnica é económica e tecnicamente atractiva, daí ser uma das mais usadas.

Dos resultados da modelação, no Plaxis 8.2, do aterro sobre o solo mole constatou-se que o aterro tem tendência a deslocar-se lateralmente devido às pressões horizontais criadas pelo solo que constitui o aterro. Essas pressões horizontais criaram forças horizontais na base do aterro.

Modelou-se então o perfil geológico com a base do aterro reforçada com três tipos de geossintéticos diferentes.

Verificou-se assim uma redução dos deslocamentos horizontais no aterro e, por conseguinte, uma redução das forças horizontais na base do aterro. Os deslocamentos verticais também diminuiram.

Com a redução dos deslocamentos verticais e horizontais das camadas subjacentes de solo dá-se uma redução dos assentamentos diferenciais.

Por último, verificou-se que o módulo de rigidez do geossintético influencia a grandeza dos deslocamentos no aterro. Quanto maior for a rigidez do reforço, menor são os deslocamentos horizontais e verticais no aterro, menores serão as deformações e maior será a estabilidade do aterro.

## **Bibliografia**

[Borges (1995)] - Borges, J. M. L., "Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos - Análise e dimensionamento", Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, 1995.

[Bonaparte e Christopher (1987)] – Bonaparte, R. and Christopher, B. R., Design and Construction of Reinforced Embankments Over Weak Foundations, Proceedings of the Symposium of Reinforced Layered Systems, Transportation Research Record 1153, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1987.

[Fernandes (2006)] - Fernandes, M. M., "Mecânica dos Solos – Conceitos e princípios fundamentais", Volume I, Edições FEUP, 2006.

[Hird, Kwork (1989)] - HIRD, C. C., KWOK, K. S.. "Finite Element Studies of Interface Behaviour in Reinforced Embankments on Soft Ground". Computers and Geotechnics, v.8, pp.11-131.

[Holtz, Christopher e Berg (1998)] - Holtz., R. D., Christopher, B. R., Berg, R. R., "Geosynthetic Design and Construction Guidelines", Participant Notebook, NHI - National Highway Institute, 1998.

[ISO/TS 17892-5:2004(E)] - "Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil, Part 5: Incremental loading oedometer test", Technical Specification ISO/TS 17892-5, 2004.

\*[Jewell (1996)] - JEWELL, R. A. "Soil reinforcement with geotextiles". CIRIA Special publication 123, p.332, UK.

[Kaniraj (1994)] - KANIRAJ, S. R., "Rotacional stability of unreinforced and reinforced embankments on soft soils". Geotextiles and Geomenbranes.

[Moraes (2002)] - Moraes, Christiane Marinho de (2002) - Aterros reforçados sobre solos moles – análise numérica e analítica, Rio de Janeiro 2002, COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2002.

[Nagaraj e Miura (2001)] - Nagaraj, T. S., Miura, N., "Soft Clay Behaviour – Analysis and Assessment", A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001.

PINHO LOPES, M.J.F. (2006). "Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos". Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., p. 693, Porto.

[Rowe, Soderman (1985)] - ROWE, R. K., SODERMAN, K. L., "An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments". Canadian Geotechnical Journal, v.22, pp.392-398.

Silva, André Estêvão F. da, Montez, Flávio Teixeira "Aterros reforçados: parâmetros de projeto relevantes da geogrelha", Huesker Ltda.

[Sharma (1994)] - SHARMA, J., "Behaviour of reinforced embankments on soft clay". Tese de D. Sc., Cambridge University, Cambridge, England.

[1] - Apontamentos da Disciplina Mecânica dos solos II, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, ano lectivo 2004/2005.

[2] – Technical Specification ISSO/TS 17892-5, Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil -Part 5: Incremental loading oedometer test.

[3] - Apontamentos da Disciplina Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil, Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, ano lectivo 2006/2007.

[4] - [www.tenax.net](http://www.tenax.net)

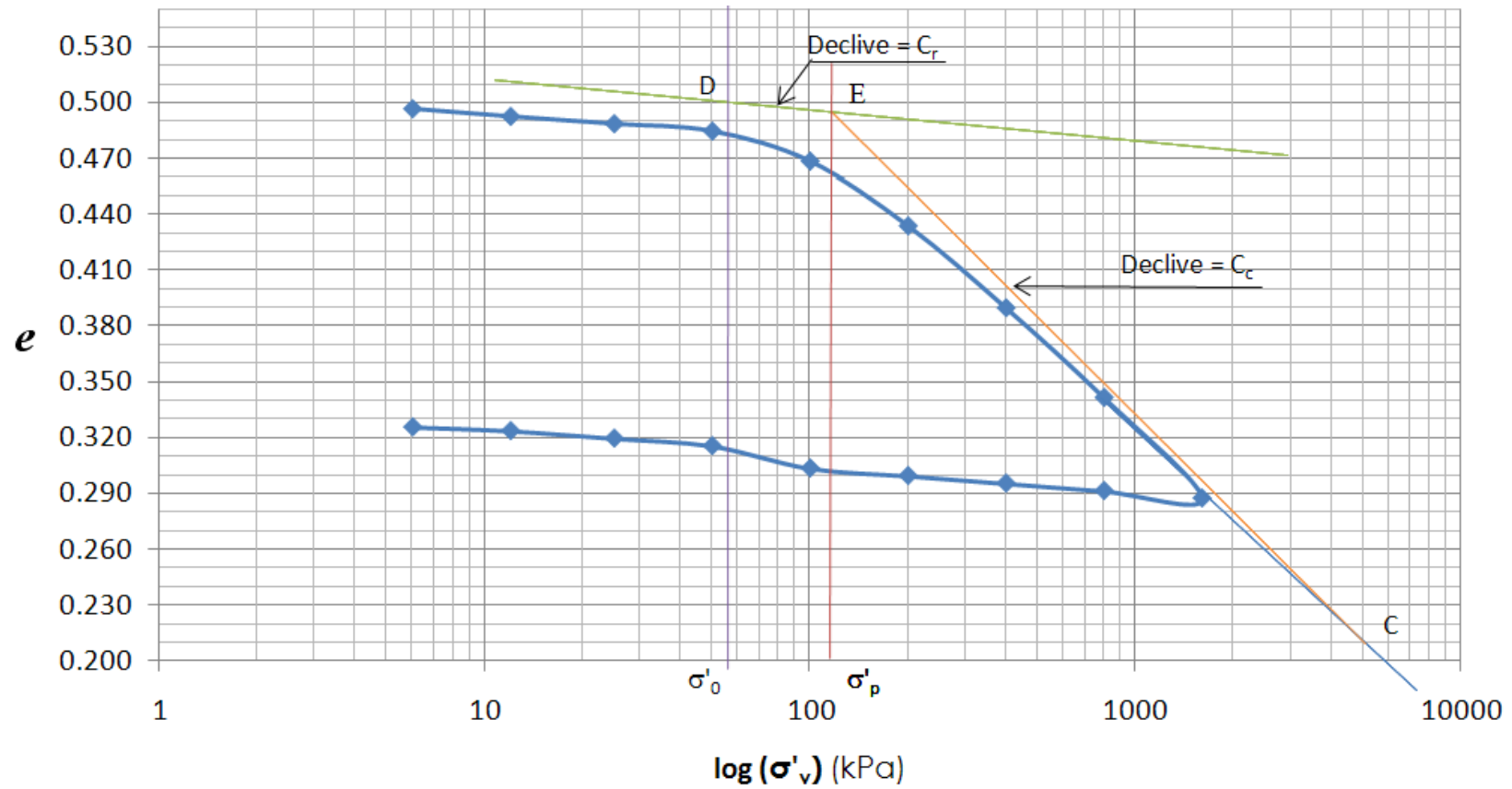
[5] – [www.tencate.com](http://www.tencate.com)

# ANEXOS



## CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN

### CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN - Direcção Vertical

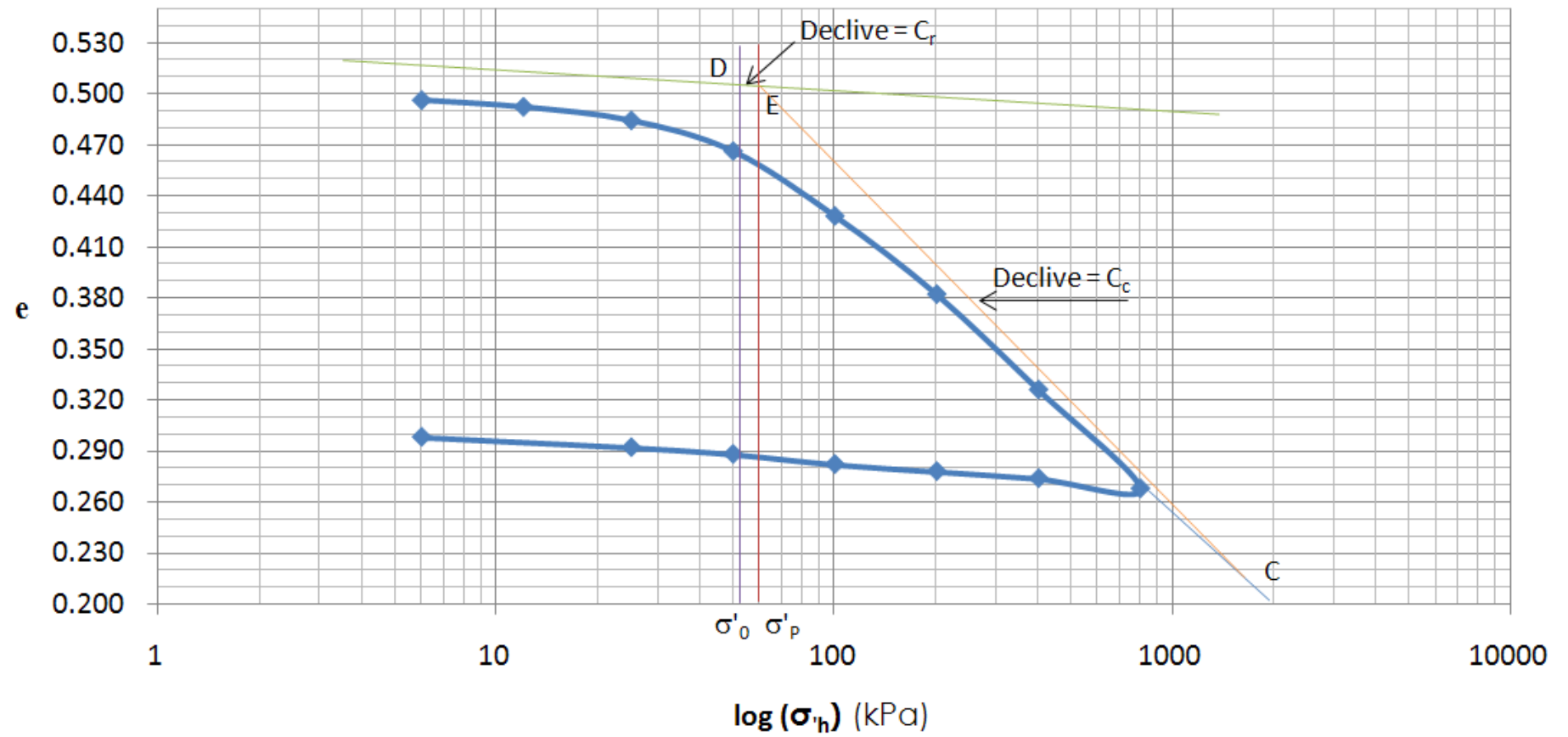


CÁLCULOS:

$C_c = 0,180$

$C_r = 0,015$

### CONSTRUÇÃO DE SCHMERTMANN - Direcção Horizontal



CÁLCULOS:

$C_c = 0,200$

$C_r = 0,028$

## **RESULTADOS DO ENSAIO EDOMÉTRICO HORIZONTAL**

### Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 1/2

tempo decorrido (minutos)	0 - 6 (kPa)	6 - 12 (kPa)	12 - 25 (kPa)	25 - 50 (kPa)	50 - 100 (kPa)	100 - 200 (kPa)	200 - 400 (kPa)	400 - 800 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.008	0.004	0.02	0.05	0.079	0.1	0.105	0.085
0.33	0.01	0.007	0.038	0.098	0.115	0.177	0.18	0.154
0.5	0.014	0.011	0.046	0.108	0.14	0.204	0.21	0.274
0.67	0.019	0.015	0.05	0.122	0.175	0.255	0.29	0.361
0.83	0.02	0.018	0.054	0.127	0.198	0.298	0.325	0.42
1	0.026	0.021	0.059	0.13	0.23	0.333	0.452	0.4906
2	0.029	0.026	0.064	0.134	0.267	0.374	0.51	0.534
4	0.03	0.029	0.068	0.15	0.294	0.401	0.59	0.561
8	0.036	0.033	0.072	0.156	0.321	0.454	0.63	0.588
15	0.039	0.036	0.077	0.16	0.348	0.481	0.68	0.641
30	0.045	0.042	0.08	0.175	0.374	0.481	0.687	0.641
60	0.048	0.044	0.087	0.187	0.401	0.507	0.69	0.668
120	0.052	0.047	0.09	0.2	0.428	0.561	0.695	0.748
240	0.053	0.053	0.095	0.208	0.428	0.588	0.721	0.721
480	0.053	0.053	0.105	0.214	0.455	0.614	0.748	0.748
1440	0.054	0.054	0.106	0.241	0.508	0.615	0.749	0.775
2880	0.055	0.055	0.107				0.75	

## Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 2/2

tempo decorrido (minutos)	800 - 400 (kPa)	400 - 200 (kPa)	200 - 100 (kPa)	100 - 50 (kPa)	50 - 25 (kPa)	25 - 6 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	-0.009	-0.008	-0.007	-0.008	-0.006	-0.01
0.33	-0.012	-0.013	-0.015	-0.012	-0.012	-0.022
0.5	-0.018	-0.018	-0.022	-0.018	-0.017	0.028
0.67	-0.022	-0.022	-0.024	-0.022	-0.02	-0.036
0.83	-0.029	-0.026	-0.028	-0.027	-0.022	-0.042
1	-0.034	-0.03	-0.033	-0.031	-0.024	-0.046
2	-0.039	-0.035	-0.037	-0.036	-0.026	-0.05
4	-0.044	-0.038	-0.04	-0.043	-0.03	-0.056
8	-0.05	-0.042	-0.043	-0.045	-0.031	-0.06
15	-0.054	-0.045	-0.047	-0.051	-0.033	-0.066
30	-0.06	-0.047	-0.047	-0.056	-0.035	-0.07
60	-0.066	-0.05	-0.052	-0.062	-0.036	-0.076
120	-0.07	-0.052	-0.053	-0.068	-0.042	-0.077
240	-0.077	-0.054	-0.054	-0.071	-0.046	-0.079
480	-0.08	-0.055	-0.055	-0.079	-0.05	-0.08
1440	-0.08	-0.055	-0.055	-0.079	-0.053	-0.081
2880	-0.084	-0.055	-0.055	-0.08	-0.053	-0.081

## **RESULTADOS DO ENSAIO EDOMÉTRICO VERTICAL**





### Resultados do Ensaio Edométrico Vertical

Assentamentos (em milímetros) do provete ao longo do tempo - Parte 2/2

tempo decorrido (minutos)	1600 - 800 (kPa)	800 - 400 (kPa)	400 - 200 (kPa)	200 - 100 (kPa)	100 - 50 (kPa)	50 - 25 (kPa)	25 - 12 (kPa)	12-6 (kPa)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	-0.01	-0.012	-0.008	-0.009	-0.018	-0.012	-0.008	-0.008
0.33	-0.02	-0.022	-0.015	-0.018	-0.038	-0.02	-0.012	-0.012
0.5	-0.025	-0.026	-0.022	-0.028	-0.068	-0.025	-0.017	-0.013
0.67	-0.033	-0.035	-0.028	-0.032	-0.098	-0.028	-0.022	-0.014
0.83	-0.039	-0.04	-0.035	-0.036	-0.122	-0.033	-0.027	-0.015
1	-0.042	-0.042	-0.044	-0.04	-0.125	-0.034	-0.033	-0.016
2	-0.044	-0.044	-0.046	-0.046	-0.128	-0.035	-0.039	-0.017
4	-0.046	-0.046	-0.05	-0.05	-0.134	-0.038	-0.044	-0.018
8	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.134	-0.04	-0.046	-0.02
15	-0.051	-0.051	-0.051	-0.051	-0.136	-0.043	-0.048	-0.022
30	-0.053	-0.053	-0.053	-0.053	-0.14	-0.046	-0.052	-0.023
60	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.148	-0.048	-0.052	-0.024
120	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.154	-0.05	-0.053	-0.025
240	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.052	-0.054	-0.026
480	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054	-0.054	-0.027
1440	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054	-0.054	-0.027
2880	-0.054	-0.054	-0.054	-0.054	-0.161	-0.054		

**Resultados do Ensaio Edométrico Vertical**  
- Parâmetros obtidos para cada escalão de carga -

Escalão de Carga (kPa)	$\sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\delta_v = \Delta h$ (mm)	$h_F$ (mm)	$\Delta e$	$e$	$\Delta \sigma'_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$K_v$ (m/s)
0 - 6	6	0.081	19.95	0.006	0.496	6	0.016044	1.31E-07
6 - 12	12	0.054	19.89	0.004	0.492	6	0.014642	7.01E-08
12 - 25	25	0.053	19.84	0.004	0.488	13	0.014430	1.28E-07
25 - 50	50	0.053	19.79	0.004	0.484	25	0.012297	1.09E-07
<b>50 - 100</b>	<b>100</b>	<b>0.215</b>	<b>19.57</b>	<b>0.016</b>	<b>0.468</b>	<b>50</b>	<b>0.009366</b>	<b>5.71E-08</b>
<b>100 - 200</b>	<b>200</b>	<b>0.456</b>	<b>19.12</b>	<b>0.034</b>	<b>0.434</b>	<b>100</b>	<b>0.006311</b>	<b>5.06E-08</b>
200 - 400	400	0.590	18.53	0.044	0.390	200	0.003861	3.93E-08
400 - 800	800	0.644	17.88	0.048	0.341	400	0.002143	1.70E-08
800 - 1600	1600	0.724	17.16	0.054	0.287	800	0.001135	7.74E-09
1600 - 800	800	-0.054	17.21	-0.004	0.291	800	0.001171	1.09E-08
800 - 400	400	-0.054	17.27	-0.004	0.295	400	0.002196	2.52E-08
400 - 200	200	-0.054	17.32	-0.004	0.299	200	0.003911	3.65E-08
200 - 100	100	-0.054	17.37	-0.004	0.303	100	0.006418	5.99E-08
100 - 50	50	-0.161	17.53	-0.012	0.315	50	0.009477	1.09E-07
50 - 25	25	-0.054	17.59	-0.004	0.319	25	0.012336	1.42E-07
25 - 12	12	-0.054	17.64	-0.004	0.324	13	0.014474	1.29E-07
12-6	6	-0.027	17.67	-0.002	0.326	6	0.016090	2.23E-07

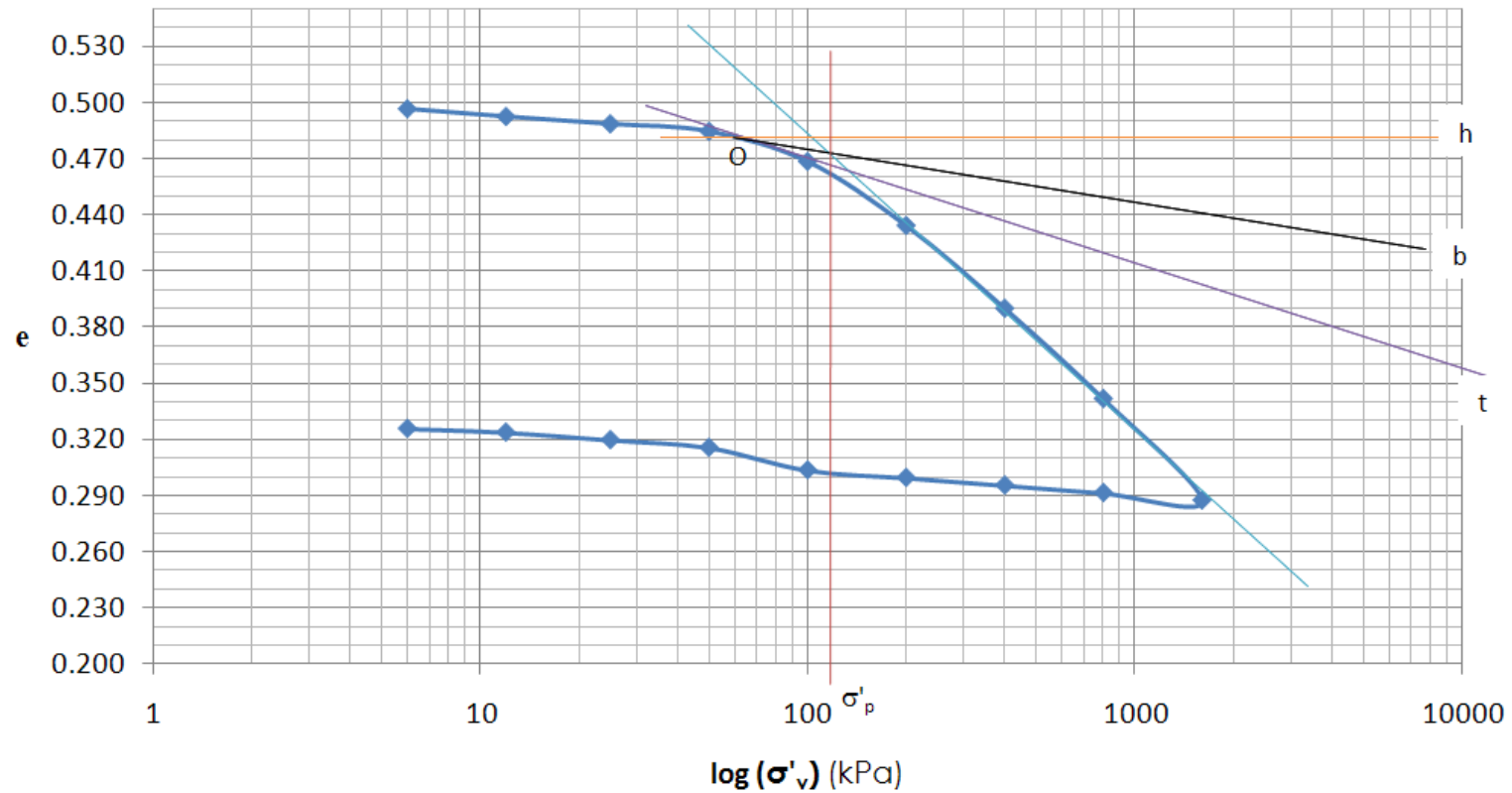
### Resultados do Ensaio Edométrico Horizontal

- Parâmetros obtidos para cada escalão de carga -

Escalão de Carga (kPa)	$\sigma'_h$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\delta_h = \Delta h$ (mm)	$h_F$ (mm)	$\Delta e$	$e$	$\Delta \sigma'_h$ (kN/m <sup>2</sup> )	$m_h$ (kPa <sup>-1</sup> )	$K_h$ (m/s)
0 - 6	6	0.053	19.95	0.004	0.496	6	0.016056	1.54E-07
6 - 12	12	0.053	19.89	0.004	0.492	6	0.014645	1.20E-07
12 - 25	25	0.106	19.79	0.008	0.484	13	0.014404	1.27E-07
25 - 50	50	0.241	19.55	0.018	0.466	25	0.012234	1.38E-07
<b>50 - 100</b>	<b>100</b>	<b>0.508</b>	<b>19.04</b>	<b>0.038</b>	<b>0.428</b>	<b>50</b>	<b>0.009276</b>	<b>3.13E-08</b>
<b>100 - 200</b>	<b>200</b>	<b>0.614</b>	<b>18.43</b>	<b>0.046</b>	<b>0.382</b>	<b>100</b>	<b>0.006303</b>	<b>5.88E-08</b>
200 - 400	400	0.748	17.68	0.056	0.326	200	0.003822	3.54E-08
400 - 800	800	0.775	16.90	0.058	0.268	400	0.002139	2.36E-08
800 - 400	400	-0.080	16.98	-0.006	0.274	400	0.002197	6.04E-09
400 - 200	200	-0.055	17.04	-0.004	0.278	200	0.003909	3.77E-08
200 - 100	100	-0.055	17.09	-0.004	0.282	100	0.006412	7.37E-08
100 - 50	50	-0.080	17.17	-0.006	0.288	50	0.009431	9.12E-08
50 - 25	25	-0.053	17.23	-0.004	0.292	25	0.012333	1.15E-07
25 - 6	6	-0.081	17.31	-0.006	0.298	19	0.013336	2.00E-08

## **MÉTODO CASAGRANDE**

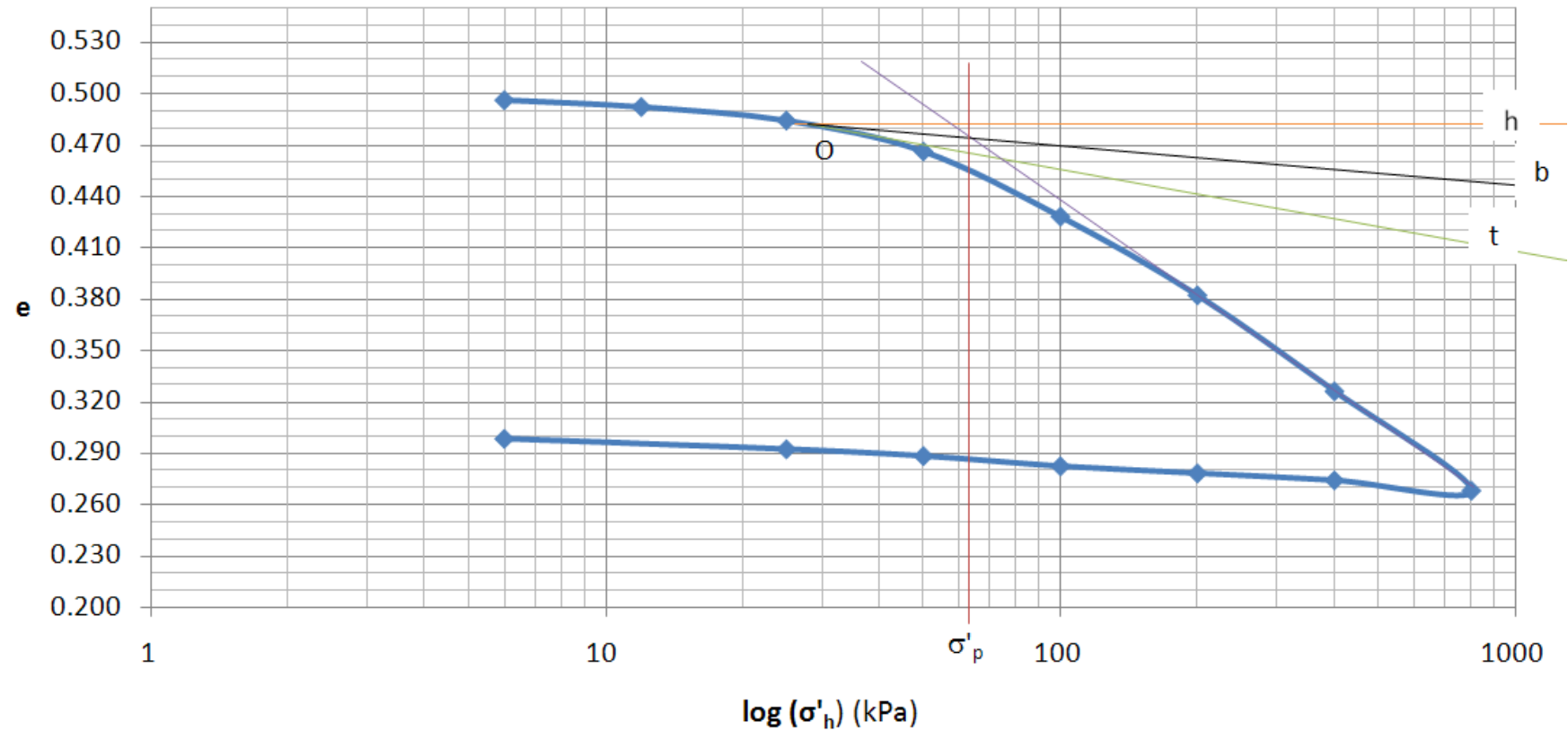
### MÉTODO CASAGRANDE - Direcção Vertical



#### LEGENDA:

- O - Ponto de menor raio de curvatura
- h - Linha horizontal que intercepta a curva no ponto O
- t - Linha tangente à curva no ponto O
- b - Linha bissetriz do ângulo formado pelas linhas horizontal e tangente

### MÉTODO CASAGRANDE - Direcção Horizontal



#### LEGENDA:

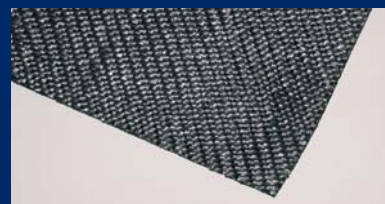
- O - Ponto de menor raio de curvatura
- h - Linha horizontal que intercepta a curva no ponto O
- t - Linha tangente à curva no ponto O
- b - Linha bissetriz do ângulo formado pelas linhas horizontal e tangente

## **CATÁLOGOS DE TIPOS DE REFORÇO**

# Geolon® PP - Geotextiles

## Technical Data

TenCate Polyfelt Geolon® PP woven biaxial geotextiles are engineered materials suitable for subgrade stabilisation and base reinforcement applications. They are composed of high modulus polypropylene fibres, assembled to form a structured and stable woven geotextile.



TenCate Polyfelt Geolon® PP

Properties [Standard]	Unit	PP 15	PP 25	PP 40	PP 60	PP 80	PP 100S	PP 120S
<b>Mechanical Properties</b>								
Tensile strength [EN ISO 10319]	MD	16	25	40	66	88	110	132
	min	14	22	39	60	80	100	120
	CD	16	25	40	62	86	105	125
	min	14	22	39	54	76	93	111
Elongation at nominal strength [EN ISO 10319]	MD	17	15	15	9	9	9	9
	CD	12	13	11	9	9	9	9
Tensile strength at 2% 3% 5% [EN ISO 10319]	MD & CD	-	-	-	15	20	23	26
	MD & CD	-	-	-	22	30	35	39
	MD & CD	-	-	-	42	56	65	75
Static puncture resistance (CBR) [EN ISO 12236]	kN	1.5	2.5	4	6	8	10	12
Dynamic perforation (cone drop) [EN ISO 13433]	mm	16	14	11	10	9	8	7
<b>Hydraulic Properties</b>								
Water permeability normal to the plane [EN ISO 11058 - dh = 50 mm]	l/m²s (mm/s)	10	5	13	25	20	15	13
Characteristic opening size O <sub>90</sub> [EN ISO 12956]	micron	170	150	180	300	275	200	180
<b>Forms of Supply</b>								
Roll width	m	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
Roll length	m	200	200	200	200	200	200	200
Roll weight	kg	115	125	220	250	335	480	500

MD = machine direction / CD = cross direction

min: These values are given within the 95% confidence level.

For information concerning long term design strength, friction behaviour or other product properties please contact Ten Cate Geosynthetics.

The values given are average values obtained in our laboratories and in accredited testing institutes. The information given in this datasheet is to the best of our knowledge true and correct. However new research results and practical experience can make revisions necessary. The right is reserved to make changes without notice at any time. No guarantee or liability can be drawn from the information mentioned herein.

### TENCATE GEOSYNTHETICS AUSTRIA GMBH

Schachermayerstrasse 18  
A-4021 Linz, Austria

Tel. +43 732 6983 0, Fax +43 732 6983 5353  
service.at@tencate.com, www.tencate.com

#### BeNeLux

Bulgaria

Czech Republic

France / Africa

Germany

Italy / Greece / Turkey

Near Middle East

Tel. +31 546 544 811

Tel. +359 887 116 880

Tel. +420 2 2425 1843

Tel. +33 1 34 23 53 63

Tel. +49 6074 3751 50

Tel. +39 0362 34 58 12

Tel. +44 2820 562 566

service.nl@tencate.com

service.bg@tencate.com

service.cz@tencate.com

service.fr@tencate.com

service.de@tencate.com

service.it@tencate.com

service.nme@tencate.com

#### Poland

Romania

Russia / CIS

Scandinavia / Baltics

Spain / Portugal / I AM

Switzerland

UK / Ireland

Tel. +48 12 268 8375

Tel. +40 21 322 06 08

Tel. +7 495 739 12 60

Tel. +45 4485 7474

Tel. +34 91 650 6461

Tel. +41 44 318 6590

Tel. +44 1952 588 066

service.pl@tencate.com

service.ro@tencate.com

service.ru@tencate.com

service.dk@tencate.com

service.es@tencate.com

service.ch@tencate.com

service.uk@tencate.com



KEMA CERTIFICAAT



ISO 9001:2000

RAAD VOOR ACCREDITATIE C 013

502 174 | 04.2007

Protective & Outdoor Fabrics  
Aerospace Composites  
Armour Composites

Geosynthetics  
Industrial Fabrics  
Grass



# TENAX LBO SAMP

Type: **440**

Bi-oriented geogrids



TENAX **LBO SAMP** are polypropylene geogrids especially designed for soil stabilization and reinforcement applications. The **LBO SAMP** geogrids are manufactured from a unique process of extrusion and biaxial orientation to enhance their tensile properties. TENAX **LBO SAMP** features consistently high tensile strength and modulus, excellent resistance to construction damages and environmental exposure. Furthermore, the geometry of the TENAX **LBO SAMP** allows strong mechanical interlock with the soil being reinforced.

## Typical applications

Base reinforcement; reduction of required structural fill; load distribution; reduction of mud pumping; subgrade stabilization; embankment stabilization; slope reinforcement; erosion control mattresses.

PHYSICAL CHARACTERISTICS	TEST METHOD	UNIT	DATA	NOTES
STRUCTURE			BI-ORIENTED GEOGRIDS	
MESH TYPE			RECTANGULAR APERTURES	
STANDARD COLOR			BLACK	
POLYMER TYPE			POLYPROPYLENE	
CARBON BLACK CONTENT	ASTM D4218		2.0%	
PACKAGING	ISO 10320		ROLLS IN POLYETHYLENE BAGS WITH I.D. LABEL	

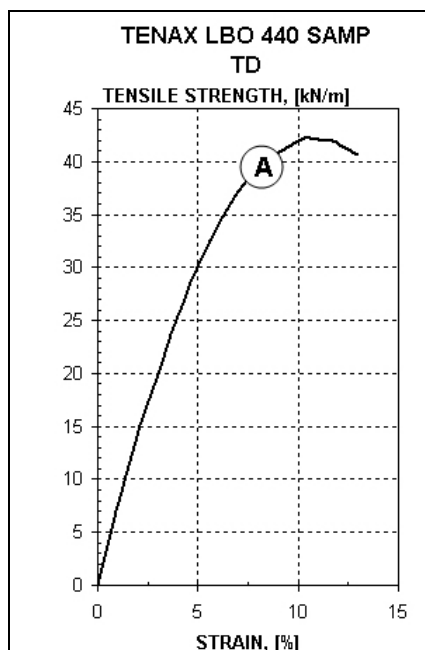
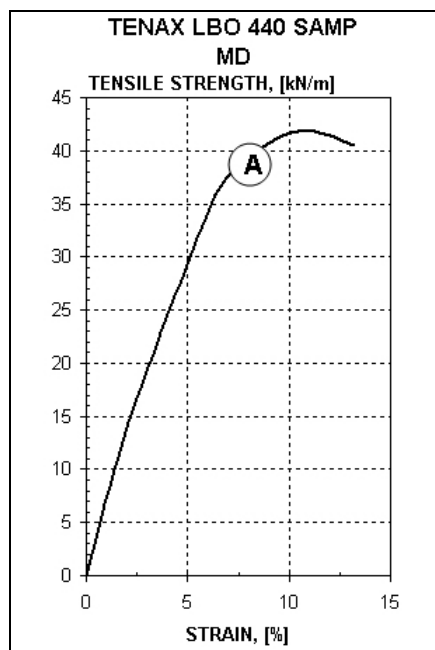
DIMENSIONAL CHARACTERISTICS	TEST METHOD	UNIT	LBO 440 SAMP	NOTES
APERTURE SIZE MD		mm	35	b,d,e
APERTURE SIZE TD		mm	45	b,d,e
ROLL WIDTH		m	4.0	b
ROLL LENGTH		m	50	b
ROLL DIAMETER		m	0.42	b
ROLL VOLUME		m <sup>3</sup>	1.10	b

TECHNICAL CHARACTERISTICS	TEST METHOD	UNIT	LBO 440 SAMP		NOTES
			MD	TD	
STRENGTH AT 2% STRAIN	ISO 10319	kN/m	14.0	15.0	b,c,d
STRENGTH AT 5% STRAIN	ISO 10319	kN/m	28.0	30.0	b,c,d
PEAK TENSILE STRENGTH	ISO 10319	kN/m	40.0	40.0	a,c,d
YIELD POINT ELONGATION	ISO 10319	%	11.0	11.0	b,c,d

### NOTES:

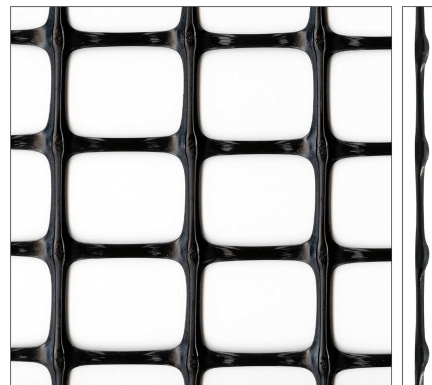
- a) 95% lower confidence limit values, ISO 2602
- b) Typical values
- c) Tests performed using extensometers
- d) MD: machine direction (longitudinal to the roll)  
TD: transverse direction (across roll width)
- e) Aperture Tolerance:  $\pm 3$  mm

## Typical Tensile Characteristics



GEOGRID TYPE:

A = TENAX **LBO 440 SAMP**



0799-CPD-25



The TENAX Laboratory has been created in 1980 and has been continuously improved with the purpose of assuring unequalled technical development of the products and accurate Quality Control.

The TENAX Laboratory can perform mechanical, hydraulic and durability tests, according to the most important international standards like ISO, CEN, ASTM, DIN, BSI, UNI.

### TENAX SpA Geosynthetics Division

Via dell'Industria, 3  
I-23897 Viganò (LC) ITALY  
Tel. (+39) 039.9219307  
Fax (+39) 039.9219200  
e-mail: [geo@tenax.net](mailto:geo@tenax.net)  
Web Site: [www.tenax.net](http://www.tenax.net)

### TENAX International B.V. Geosynthetics Division

Via Ferruccio Pelli, 14  
CH-6900 Lugano SWITZERLAND  
Tel. (+41) 091.9242485  
Fax (+41) 091.9242489  
e-mail: [geo@tenax.ch](mailto:geo@tenax.ch)  
Web Site: [www.tenax.net](http://www.tenax.net)

# Rock PEC - Geocomposites

## Technical Data

TenCate Polyfelt Rock PEC biaxial geocomposites are engineered materials suitable for subgrade stabilisation and base reinforcement applications. They are composed of high modulus polyester fibres, attached to a continuous filament nonwoven geotextile backing.



TenCate Polyfelt Rock PEC

Properties	[Standard]		Unit	PEC 35/35	PEC 55/50	PEC 75/75	PEC 95/95
Mechanical Properties							
Tensile strength [EN ISO 10319]	MD	kN/m	37	58	79	100	
	min	kN/m	35	55	75	95	
	CD	kN/m	37	53	79	100	
	min	kN/m	35	50	75	95	
Elongation at nominal strength [EN ISO 10319]	MD	%	10	10	10	10	
	CD	%	10	10	10	10	
Tensile strength at							
2%	MD & CD	kN/m	7.5	11.5	16	20	
3%	MD & CD	kN/m	10	16	22	27	
5%	MD & CD	kN/m	17	22	37	46	
[EN ISO 10319]							
Hydraulic Properties							
Water permeability normal to the plane [EN ISO 11058 - Δh = 50 mm]	l/m²s (mm/s)		55	55	55	55	
Water flow capacity in the plane [EN ISO 12958]	20 kPa	10 <sup>-7</sup> m²/s	20	20	20	20	
Characteristic opening size O <sub>90</sub> [EN ISO 12956]	μm		95	95	95	95	
Forms of Supply							
Roll width	m		5.3	5.3	5.3	5.3	
Roll length	m		100	100	100	100	
Roll weight	kg		201	222	259	296	

MD = machine direction / CD = cross direction min: These values are given within the 95% confidence level. Other forms of supply as well as grades, adjusted to the requirements of the project, are available on request.

For information concerning long term design strength, friction behaviour or other product properties please contact Ten Cate Geosynthetics.

The values given are average values obtained in our laboratories and in accredited testing institutes. The information given in this datasheet is to the best of our knowledge true and correct. However new research results and practical experience can make revisions necessary. The right is reserved to make changes without notice at any time. No guarantee or liability can be drawn from the information mentioned herein.

### TENCATE GEOSYNTHETICS AUSTRIA GMBH

Schachermayerstrasse 18  
A-4021 Linz, Austria

Tel. +43 732 6983 0, Fax +43 732 6983 5353  
service.at@tencate.com, www.tencate.com

**BeNeLux**  
**Czech Republic**  
**France / Africa**  
**Germany**  
**Italy / Greece / Turkey**  
**Near Middle East**  
**Poland**

Tel. +31 546 544 811  
Tel. +420 2 2425 1843  
Tel. +33 1 34 23 53 63  
Tel. +49 6074 3751 50  
Tel. +39 0362 34 58 11  
Tel. +44 2920 562 566  
Tel. +48 12 268 8375

service.nl@tencate.com  
service.cz@tencate.com  
service.fr@tencate.com  
service.de@tencate.com  
service.it@tencate.com  
service.nme@tencate.com  
service.pl@tencate.com

**Romania**  
**Russia / CIS**  
**Scandinavia / Baltics**  
**Spain / Portugal / LAM**  
**Switzerland**  
**UK / Ireland**

Tel. +40 21 322 06 08  
Tel. +7 495 739 12 60  
Tel. +45 4485 7474  
Tel. +34 91 650 6461  
Tel. +41 44 318 6590  
Tel. +44 1952 588 066

service.ro@tencate.com  
service.ru@tencate.com  
service.dk@tencate.com  
service.es@tencate.com  
service.ch@tencate.com  
service.uk@tencate.com



502 172 | 04.2007

**Protective & Outdoor Fabrics**  
**Aerospace Composites**  
**Armour Composites**

**Geosynthetics**  
**Industrial Fabrics**  
**Grass**